

2014

Revisión del inventario y levantamiento de precisión de los puntos topográficos ubicados en el Campus Alfonso XIII de la UPCT



Macarena Tomás Ramírez de Arellano

Ingeniera Técnica de Obras Públicas

Directores: Antonio García Martín

Manuel Torres Picazo

Cartagena, 15 de Enero de 2015



Índice:

Memoria:

1. Antecedentes.

2. Objeto del proyecto.

3. Emplazamiento del proyecto.

4. Métodos utilizados.

4.1. Poligonación.

4.1.1. Itinerario.

4.1.2. Centrado forzado.

4.1.3. Regla de Bessel.

4.2. Radiación.

4.3. GPS.

4.3.1. Explicación del funcionamiento.

4.3.2. GPS relacionado con topografía y geodesia.

4.4. Métodos de medida de desniveles.

5. Equipos utilizados en la realización del proyecto.

5.1. Estación total electrónica modelo TCR 407 power, marca Leica.

5.2. Nivel digital 32x / 30x / DL-101C.

5.3. GPS Leica 1200.

5.4. Trípode.

5.5. Prisma.

5.6. Mira digital.



6. Procesos de ejecución.

- 6.1. Localización de los puntos de interés en el terreno.
- 6.2. Elección del método de trabajo.
- 6.3. Observaciones.
- 6.4. Cálculo y compensación de las coordenadas planimétricas.
- 6.5. Cálculo y compensación de las coordenadas altimétricas.

7. Conclusiones.

8. Agradecimientos.

Anejos:

1. Cálculos justificativos:

- 1.1. Cálculos justificativos de los errores a priori.
- 1.2. Cálculos justificativos de coordenadas planimétricas.
- 1.3. Cálculos justificativos de la altimetría.

2. Reseñas de situación.

3. Planos.

Bibliografía utilizada.

1. Antecedentes:



La Universidad Politécnica de Cartagena (UPCT) dispone de tres campus, todos ellos situados en la ciudad de Cartagena. El Campus de la Muralla del Mar está constituido por las escuelas Escuela Técnica Superior de Ingeniería Industrial (con sede en el Hospital de Marina) y Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Telecomunicación (con sede en el Cuartel de Antigones), el CIM (sede de la Facultad de Ciencias de la Empresa) y, por último, el Campus Alfonso XIII, que comprende las escuelas Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos y de Ingeniería de Minas, Escuela Técnica Superior de Arquitectura y Edificación, Escuela Técnica Superior de Ingeniería Agronómica y Escuela Técnica Superior de Ingeniería Naval y Oceánica.

Nuestro trabajo se localiza en el Campus Alfonso XIII.

2. Objetivo del proyecto:

El primer objetivo de este proyecto es el de disponer de un “inventario de puntos” situados en el campus Alfonso XIII, realizando para ello un levantamiento de precisión.

Este nos debe permitir calcular las coordenadas planas (X, Y) de los mencionados puntos del campus con uno de los métodos topográficos especiales más precisos que podemos desarrollar, como es el caso del método de poligonación, o itinerario, realizado mediante “centrado forzado”.

La coordenada Z se determinará mediante un levantamiento altimétrico por nivelación trigonométrica.

Además, levantando algunos de los puntos de estación mediante GPS, conseguiremos relacionar el trabajo con la red geodésica, adoptando para todos los puntos el sistema de coordenadas UTM, y determinar las coordenadas exactas de todos los puntos encontrados en varias fases de reconocimiento del terreno en forma de clavos o geo punt en el suelo del Campus Alfonso XIII.



El segundo, y principal, objetivo del proyecto es comparar los datos obtenidos con los recogidos en un proyecto anterior. Este, perteneciente a Domingo Esparza Saura, se titula “Inventario y levantamiento de precisión de los puntos topográficos ubicados en el Campus Alfonso XIII”.

Aunque se trata de dos proyectos similares, pues reflejan el levantamiento del mismo emplazamiento, se diferencian en el método utilizado para calcular dicho itinerario de puntos.

Nuestro proyecto se realiza a través de un único itinerario. Este recoge un número mínimo de puntos, conocidos como bases, que recorre el Campus Alfonso XIII, y otros puntos, pertenecientes también al campus, que radiaremos.

Sin embargo, el proyecto realizado por el Sr. Esparza está constituido por dos itinerarios los cuales tienen dos estaciones, conocidas como bases, en común. A través de estas dos estaciones, se unen ambos itinerarios. Dicho proyecto también presenta una serie de puntos obtenidos por radiación.

Al final, se trata de comparar ambos proyectos y verificar que, utilizando cualquiera de las dos opciones, las coordenadas obtenidas en ambos procesos coinciden, o difieren en un error aceptable.

3. Emplazamiento del proyecto:



El Campus Alfonso XIII pertenece a la Universidad Politécnica de Cartagena y está ubicado en la misma ciudad de Cartagena, en la provincia de Murcia.

Su fachada principal da al Paseo Alfonso XIII, mientras que por la parte posterior del campus nos encontramos la calle Carlos III. Por los laterales, dicho campus limita, por un lado por la calle Capitanes Ripoll y por el otro lado por la calle Juan de la Costa.

Sus coordenadas aproximadas son:

- Esquina noroeste: $37^{\circ}36'24.3''\text{N}$ $0^{\circ}58'52.7''\text{W}$ con una elevación de 10m.
- Esquina noreste: $37^{\circ}36'25.0''\text{N}$ $0^{\circ}58'40.5''\text{W}$ con una elevación de 8m.
- Esquina suroeste: $37^{\circ}36'21.8''\text{N}$ $0^{\circ}58'52.4''\text{W}$ con una elevación de 13m.
- Esquina sureste: $37^{\circ}36'22.4''\text{N}$ $0^{\circ}58'41.0''\text{W}$ con una elevación de 11m.



4. Métodos utilizados:

Para la realización del levantamiento se han utilizado diversos métodos, los cuales desarrollaremos a continuación.

Para la parte de planimetría se aplicó el método de itinerario, utilizando un submétodo derivado de este y denominado centrado forzado, y aplicando la regla de Bessel para los puntos que asignamos como estaciones.

Desde las estaciones en las que hizo falta se utilizó el método de radiación para determinar la posición de los otros puntos que decidimos que no serían estaciones, sino puntos radiados.

En lo referente a la altimetría diremos que, para facilitar el proyecto aún con una precisión menor, la calculamos a la vez que las coordenadas X, Y.

Por último, las coordenadas UTM de los puntos de referencia se obtuvieron utilizando el método de GPS.

Podremos a explicar con detalle dichos métodos.

4.1. Poligonación:

4.1.1. Itinerario:

Este es un método planimétrico que se apoya en uno o dos puntos de coordenadas conocidas, permitiendo obtener las coordenadas de una serie de puntos desconocidos que se unen entre sí y con el punto o puntos conocidos mediante una poligonal. Con él, se pretende situar una serie de puntos a partir de otro u otros dos, previamente conocidos, calculando las coordenadas de todos los puntos desconocidos, que son las estaciones de itinerario. Dado que la poligonal debe quedar en una posición determinada, debemos visar desde el primer punto a una posición conocida, la cual se usa como referencia.

La finalidad que se persigue con este método es levantar posteriormente, desde las estaciones otros puntos de interés, lo que se hará normalmente por radiación o con itinerarios más cortos denominados secundarios.

Hay diversas clases de itinerarios. En este proyecto se ha utilizado el itinerario cerrado, del que posteriormente se explicará más detalladamente tanto el por qué se utiliza como el proceso para desarrollarlo. Además del comentado itinerario cerrado, existen otros tipos de itinerarios los cuales se describen a continuación. Por lo que respecta a la naturaleza de los puntos inicial y final, se clasifican en:

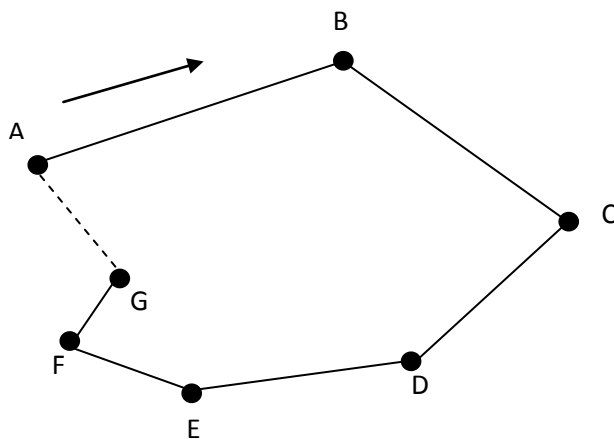
Abiertos: cuando los puntos inicial y final son distintos el uno y el otro.

Cerrados: cuando el itinerario comienza y finaliza en el mismo punto.

Como una poligonal es un método encadenado, los sucesivos errores se irán acumulando, por lo que el itinerario debe empezar y terminar en puntos de posición conocida para que los errores que al final aparezcan pongan de manifiesto la precisión alcanzada en las operaciones. Así ocurre, tanto en los que reciben el nombre de encuadrado como en los cerrados.

Cuando el último punto no tiene posición conocida, el itinerario se llama colgado y en ningún caso deberá terminarse así una poligonal, ya que no se tiene comprobación de la bondad de las observaciones realizadas.

Puesto que conocíamos las coordenadas UTM del proyecto de Domingo, cogimos las del punto de partida de nuestro proyecto, y a partir de ellas, realizando un itinerario cerrado, obtuvimos las coordenadas de todos los puntos consecutivos, siendo a la vez la única forma de conocer el error de cierre de la poligonal.



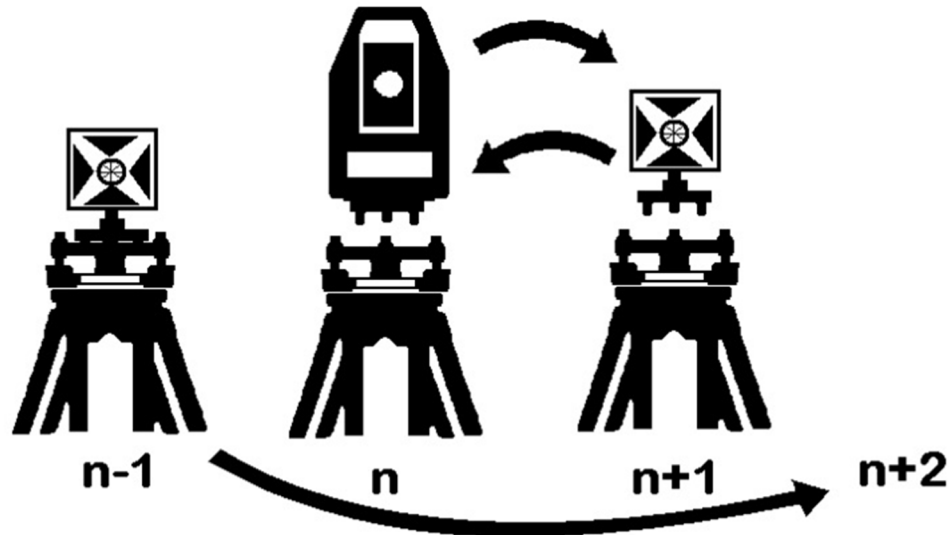
4.1.2. Centrado forzado

El centrado forzado es uno de los métodos de itinerarios más precisos debido a que elimina el error de dirección, ya que se suprime el error de estacionamiento y el de señalización gracias al uso de varios trípodes a la vez, en los que se intercambian los prismas y una estación total para hacer las observaciones.

Material necesario para la utilización de este método:

- Plomada óptica o bastón centrador
- Trípodes
- Un prisma
- Una estación total
- Dos basadas
- Cinta métrica para medir la altura del instrumento

Esquema representativo del sistema del método:



En nuestro proyecto este método tuvo gran relevancia e importancia debido a que condicionó bastante la forma de realizar las observaciones.

Para empezar, este método tiene el inconveniente de que hay que realizarlo de continuo debido a que el trípode de la primera estación se debe quedar en esa posición todo lo que dure el itinerario, ya que un nuevo estacionamiento en este mismo punto podría suponer alguna variación de posicionamiento y generaría error, puesto que es casi imposible estacionar dos veces exactamente igual en el mismo punto.

Otro de los inconvenientes es que este método requiere de más tiempo para su realización debido a que para realizar cada una de las medidas hay que estacionar dos trípodes, uno para estación total y otro para el prisma. En el caso de utilizar otro sistema sin centrado forzado, solo se estaciona la estación total y las visuales se toman a un prisma situado sobre un jalón (barra cilíndrica con punta redondeada la cual en la parte superior incorpora un sistema de encaje para el prisma). En nuestro caso fue necesario emplear un día para la realización de las medidas planimétricas con este método, pues al tratarse de un único itinerario y no poder parar y volver a estacionar, debíamos tomar todos los puntos en un mismo día. Sin embargo, en el proyecto realizado por Domingo Esparza, las medidas fueron tomadas en dos días, uno para cada uno de los itinerarios que componen el proyecto.

4.1.3. Regla de Bessel:

Este método consiste en visar dos veces cada punto, primero con el anteojo en posición normal y después en posición invertida, teniendo en cuenta que antes ha de dársele una vuelta de campana al anteojo y un giro, respecto al limbo horizontal, de 200° .



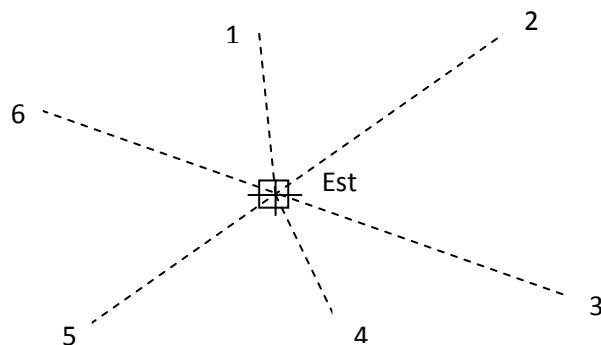
Aplicando esta regla se eliminan los errores sistemáticos de ajuste (irregularidades en el movimiento), así como accidentales (error de lectura). Pero no afecta en los errores de verticalidad del eje principal y de dirección ya que son independientes de la observación.

4.2. Radiación:

Este método se utiliza para determinar la posición de puntos desde los cuales, generalmente, no se va a levantar ningún otro punto. Es el método planimétrico más sencillo y se puede emplear en prácticamente cualquier terreno, incluso en aquellos con arbolado impracticables para otros métodos. Se aplica para levantar zonas de pequeña extensión y, generalmente, asociado a otros métodos más precisos, para calcular puntos de relleno de un levantamiento.

Para situar por este método una serie de puntos, se estaciona la estación total en una base y desde esta se visan las direcciones (en nuestro caso, marcadas por clavos) de los puntos que deseamos medir, tomando nota de las lecturas acimutales y distancias reducidas de los puntos en cuestión.

Con este método se han levantado los puntos R1, R2, R3, R4, R5, R6, R7, R8, R9, R10, R11, R12, R13 Y R14.



4.3. GPS



4.3.1. Explicación del funcionamiento:

La finalidad principal del GPS es la de dar coordenadas X, Y y Z a un punto mediante la recepción de señales de cuatro satélites, por lo menos, en posición conocida. A esto se le denomina posicionar un punto.

Se inició en EEUU con fines militares marítimos, pero en poco tiempo se encargó la ingeniería civil de buscarle otras aplicaciones que resultaron sorprendentes.

El sistema de satélites (también conocido como Constelación Naval) consta de 24 satélites situados a 20.200km de altura sobre la superficie terrestre. Estos están situados en seis planos, a cuatro satélites por órbita, y es tal la inclinación de cada plano que siempre habrá sobre el horizonte al menos cuatro satélites en cualquier lugar del mundo.

4.3.2. GPS relacionado con Topografía y Geodesia (Tecnología RTK):

En el argot actual de la topografía aplicada al posicionamiento por satélite, se denomina equipo de trabajo con módulo RTK a aquel que incorpora un software completo en la unidad de control y un sistema de transmisión de información que permite la obtención de resultados en tiempo real. Los módulos RTK pueden procesar observaciones de código y de diferencia de fase, y son aplicables a cualquier trabajo donde el posicionamiento por satélite sea necesario.

Las fases del trabajo en tiempo real con módulo RTK son las siguientes:

- El equipo de trabajo mínimo son dos equipos de observación (sensor y antena), dos radiomodems (transmisor y receptor) y un controlador en la unidad móvil con un software de proceso de datos.
- En primer lugar, se estaciona el equipo de referencia (sensor, antena y radiomodem transmisor), que va a permanecer fijo durante todo el proceso. El radiomodem transmisor va a transmitir sus datos de observación por ondas de radio receptor incorporado en el equipo móvil, que a su vez almacenara en la unidad de control.
- En segundo lugar, si el método escogido es el posicionamiento estático, el controlador calculará la posición del móvil en tiempo real. Si el método elegido es del tipo cinemático, se debe proceder a la inicialización necesaria para poder efectuar estos modos de posicionamiento.

Tras efectuarse con éxito, se pueden determinar coordenadas de puntos en pocos segundos. En ocasiones la inicialización es muy rápida y con una fiabilidad muy alta, pero conviene comprobar las coordenadas obtenidas sobre un punto conocido para verificar que la inicialización ha sido correcta.

En nuestro proyecto, este método se ha utilizado para obtener las coordenadas UTM de varios puntos, los cuales nos sirvieron como referencia para orientar el itinerario realizado y asignar coordenadas UTM a todas las estaciones del itinerario y a los puntos radiados. Se ha trabajado en el sistema de referencia geodésico ETRS89.





4.4. Métodos de medida de desniveles (Altimetría):

La nivelación tiene por objeto determinar diferencias de cota entre puntos del terreno. Se denomina cota a la distancia entre las superficies de nivel de referencia y la superficie de nivel que contienen al punto. Se llama altitud cuando está referida al nivel del mar. Para distancias pequeñas las superficies de nivel se consideran horizontales y paralelas.

Los métodos altimétricos se clasifican en tres grupos: nivelación geométrica, trigonométrica y barométrica. En nuestro proyecto se utilizó la trigonométrica.

La nivelación trigonométrica se caracteriza porque las visuales son inclinadas. En nuestro caso, dichas medidas las tomamos con la misma estación total. Sin embargo, en el proyecto realizado por Domingo Esparza, fueron realizadas con los niveles Topcon 101C, instrumentos utilizados para dicha aplicación. Este segundo método es más preciso, pero por falta de tiempo realizamos las medidas con la estación total. Esto será una manera de comparar los resultados que a esta parte del proyecto se refieren.

A continuación explicaremos como se realizó la medida de desniveles en el proyecto de Domingo Esparza, para conocer el funcionamiento de ambos métodos.

En ese proyecto se utilizó como hemos comentado con anterioridad una nivelación geométrica con el nivel digital Topcon 101C. Se realizó mediante un solo itinerario debido a que este método no precisa de tanto tiempo para su ejecución ya que consiste en estacionar el instrumento (nivel digital) en un punto intermedio entre los dos puntos los cuales queremos tomar lecturas.

Con el nivel, una vez estacionado correctamente, se visa al punto de espaldas en el cual colocamos la mira. Una vez tomada la lectura trasladamos la mira al punto de frente y visamos con el nivel a este punto tomando su lectura y así sucesivamente con todos los puntos del itinerario hasta volver al punto inicial, realizando un itinerario cerrado.

La diferencia de cota entre dos puntos se obtiene como la diferencia entre la lectura del punto de espaldas y el de frente.

En el caso de Domingo Esparza resultó un procedimiento breve en cuanto a tiempo de ejecución se refiere, debido a que el nivel digital muestra la lectura en una pantalla automáticamente y no precisa de tomar la lectura superior e inferior como en los anteojos de los niveles ópticos. Esto es debido a que la mira del nivel digital incorpora un código de barras el cual descifra el nivel digital mostrándonos la lectura descodificada de forma numérica en la pantalla del instrumento.



5. Equipos utilizados en la realización del proyecto:

5.1. Estación Total Electrónica: modelo TCR 407 power, marca Leica.

Con la estación total TRC 407 de Leica se han realizado las mediciones de la planimetría, es decir nuestra poligonal y la radiación. También se han medido las coordenadas Z de esos mismos puntos.

Este aparato incorpora una plomada láser, un anteojo de 30 aumentos y dos niveles, uno digital y otro de burbuja con los cuales no resultó muy complicado el estacionamiento del aparato en su correspondiente estación.

Para la puesta en estación primero situamos el trípode, aproximándonos lo máximo posible al punto en el que deseamos estacionar jugando con la longitud de las patas telescópicas del mismo; seguidamente hacemos coincidir la plomada láser con el eje de la cabeza del clavo que utilizaremos como estación y posteriormente actuamos sobre unos tornillos nivelantes sin fin que incorpora el aparato, según nos indique el nivel digital, hasta que quede el aparato totalmente a nivel y la plomada láser coincida en el eje del clavo.

Características de la Estación Total Leica TCR 407 Power:

- Aumento de anteojo: 30X.
- Precisión angular: 7".
- Precisión lineal: 2mm + 2ppm.
- Medición de distancias con reflector (Rayo Infrarrojo):
 - Con 1 miniprisma 1000m.
 - Con 1 prisma 3500m.
 - Con 3 prismas 5400m.
- Medición de distancias sin reflector (Rayo Láser):
 - Sin reflector 400m.
 - Con 1 prisma 7000m.
- Alcance aprox. Con diana reflectante 60x60cm: 300m.
- Memoria interna: 10000 puntos.
- Intercambio de datos: IDEX/GSI/DXF/Formatos flexibles.
- Plomada láser y nivel electrónico.
- Peso con base nivelante y batería: 4.98kg.
- Pantalla: LCD (08 líneas x 24 caracteres).
- Temperatura de operación: -20°C a +50°C.
- Programas incorporados: Topografía, Replanteo, Superficie, Distancia entre dos puntos, Estación Libre y Línea de referencia.





5.2. Nivel digital 32X / 30X / DL-101C.

Con el nivel digital Topcon DL-101 se realizaron las observaciones del itinerario altimétrico en el proyecto de Domingo Esparza. La nivelación del aparato resulta sencilla debido a que, simplemente, se sitúa el trípode en una posición aproximadamente equidistante entre los puntos a visar y se hace coincidir la burbuja en el centro del nivel de burbuja que incorpora el aparato mediante la graduación de tres tornillos nivelantes sin fin. Esta nivelación grosera es suficiente para que actúe el mecanismo compensador de que va provisto el instrumento, de forma que la nivelación final es mucho más precisa.

Funciones disponibles:

- Medida de distancia horizontal a la mira.
- Medida n-veces para obtener más precisión.
- Determinación de altura de puntos intermedios.
- Diferencia de cotas en pantalla entre lectura de espalda y lectura de frente.
- Las cotas de diseño se pueden cargar a la PCMCIA y mostrar la diferencia de altura entre medidas y diseño.
- Repetición de medidas.
- Modificación del número de punto después de realizar la medida de frente.
- Unidades mínimas de lectura seleccionables.
- Entrada manual de datos.
- Entrada de datos alfanuméricos.
- Función de corrección de vibraciones, lo que asegura medidas estables incluso en proximidades de tráfico pesado o viento.

5.3. GPS Leica 1200

Con el GPS Leica 1200 se obtuvieron las coordenadas UTM de dos puntos, las cuales nos sirvieron de referencia para situar y orientar el itinerario, calculando así las coordenadas de todas sus estaciones, y para calcular también las coordenadas de los puntos radiados. Estos dos puntos fueron: la primera estación del itinerario y un punto exterior al mismo.

El aparato se sustentaba sobre una barra cilíndrica acabada en punta redondeada la cual apoyamos sobre el punto del que deseamos obtener sus coordenadas y, mediante la conexión por GPS con una red de satélites establecida, mostraba en la pantalla de la que va provisto las coordenadas de dicho punto, las planimétricas en UTM, y las altimétricas con relación al elipsoide de revolución WGS84.

Algunas de sus características y aplicaciones:

- Tecnología GPS y RTK.

Esta tecnología nos permite una rápida adquisición de satélites, mediciones de alta precisión, seguimiento con baja elevación, disminución del efecto multipath, resistente a interferencias, rápido intervalo de actualización, latencia baja y RTK rápido, fiable y de largo alcance.

- Interface estandarizado GPS/TPS.

La maquina incorpora un teclado y pantalla táctil, interface sencillo de manejar y potente gestor de datos.

Incluye todos los programas y son fáciles de usar e idénticos para GPS y TPS.

- Programable por el usuario.

Podemos escribir nuestros propios programas para realizar nuestras aplicaciones y requisitos especiales y trabajar de la manera que mejor se adapte a nuestro proyecto.

- Aplicaciones del aparato.

Podemos usar el GPS1200 para este tipo de trabajos: control, topografía, ingeniería, catastro, replanteo, monitorización y sísmicos.



5.4. Trípode.

Un trípode es un aparato de tres patas que permite la estabilización de un aparato ya sea cámara, nivel o estación total en su parte superior. Se usa para poder evitar el movimiento propio de la mano al tomar una foto, visual o medida, además de nivelar el aparato en cuestión estacionado en el punto deseado.



5.5. Prisma.

En óptica, un prisma es un objeto capaz de refractar, reflejar y descomponer la luz en los colores del arco iris. Generalmente, estos objetos tienen la forma de un prisma triangular, de ahí su nombre. Para topografía es un objeto que refleja la señal enviada por la estación total para obtener la lectura de la distancia horizontal y vertical existente entre el punto donde se lanza la visual (estación) y el punto en el que situamos el prisma.



5.6. Mira digital.

La mira digital se emplea con niveles digitales y, por tanto, no ha sido empleada en nuestro proyecto aunque sí en el de Domingo Esparza.

La lectura de niveles se realiza apuntando el hilo axial del anteojo del nivel sobre una 'mira' o regla graduada en centímetros y milímetros (o dobles milímetros) y resaltada con colores rojo y negro para una perfecta visualización, y que debe permanecer perfectamente vertical al momento de las lecturas. Las miras tienen generalmente 4 ó 5 metros de largo.

En este caso la mira es de tipo digital. La diferencia es que la graduación es un código de barras que el nivel digital detecta transformándolo en unos datos numéricos de altura. La mira digital no va numerada ya que no hace falta que tomemos lecturas a mano, el nivel digital Topcon C101 incorpora un sistema informático programable el cual guarda las lecturas obtenidas sobre la mira digital.



6. Procesos de ejecución:

Para la realización de este proyecto hemos tenido que cubrir diferentes etapas, las cuales se desarrollan a continuación:

6.1. Localización en el terreno de los puntos de interés.

En esta etapa se realizó la búsqueda de los clavos, geo punts, remaches, etc., repartidos por todo el campus Alfonso XIII. Los puntos fueron localizados, anotados y fotografiados para facilitar y aclarar su ubicación exacta. Se localizaron un total de 28 puntos repartidos aleatoriamente por todo el campus. La tarea fue difícil debido a que apenas teníamos conocimiento de su ubicación y hubo que realizar una búsqueda con la máxima atención posible para no dejarnos los susodichos puntos sin anotar e identificar.

Los diferentes tipos de puntos quedan reflejados a continuación:

- Clavos: una barra delgada y puntiaguda, que se inserta en tablas, paredes y tabiques con un martillo.



- Geo punt: clavos marcadores delimitadores utilizados en ciencias topográficas y geodésicas para la señalización o delimitación de puntos, territorios o zonas de interés. Su cabeza suele tener un radio de 15 mm.





6.2. Planificación del trabajo: determinación de los errores a priori.

Al efectuar cualquier trabajo topográfico se cometen errores y cada medida efectuada diferirá de la magnitud real en una cierta cantidad. Los errores accidentales se deben a dos causas: limitaciones de la vista humana (toma de datos) y limitaciones en los aparatos empleados.

El estudio de por qué aparecen los errores y de su transmisión a través de una serie de operaciones es muy importante en topografía, ya que nos va a permitir determinar:

- El error total que podemos esperar de un determinado trabajo.
- La tolerancia con que podemos trabajar.
- Los equipos y métodos que es preciso emplear para que los errores se mantengan en niveles admisibles.

Los errores dependen del aparato utilizado pero se transmiten en mayor o menor cuantía dependiendo del método empleado. Los errores que influyen en nuestro trabajo topográfico serían los siguientes:

- Error de verticalidad del eje principal.
- Error de dirección.
- Error de puntería.
- Error de lectura.
- Errores en la medida de distancias.

Dichos errores los desarrollaremos con más detenimiento en el Anejo 1 "Cálculos justificativos sobre errores a priori".

Utilizando el método especial de centrado forzado eliminamos el error de dirección. Este sistema, explicado con mayor profundidad en el apartado 4.1, consiste en fijar tres tripodes, tanto en los puntos en los que estacionamos como en aquellos a los que dirigimos la visual. Los prismas se sitúan sobre los tripodes, y no sobre jalones, y una vez estacionado no se cambian de sitio hasta una vez finalizadas todas las medidas hacia o desde ese punto.

Centrándonos en nuestro trabajo, procedemos a explicar cómo se desarrolló:

Antes de realizar el trabajo de campo debíamos tener una referencia a priori del error que se podría producir utilizando las estaciones totales TCR 407 Leica y elegir la mejor forma para realizar el levantamiento planimétrico. Se barajaban dos alternativas, ambas utilizando el método de poligonación. La primera alternativa era realizando un solo itinerario agrupando los puntos de todo el campus y la segunda consistía en dos itinerarios dividiendo los puntos de todo el campus entre ellos, con un punto de enlace y nexo entre ambos itinerarios. Nosotros escogimos la alternativa de un solo itinerario. Además, así, podríamos comparar los resultados obtenidos con los del proyecto de Domingo Esparza que usó la opción de doble itinerario.



6.3. Observaciones.

Para realizar las medidas de las poligonales tuvimos que hacerlo todo en un mismo día, debido a que el método utilizado y anteriormente mencionado, centrado forzado, precisa de una continuidad ininterrumpida de principio a fin. Tuvo que ser así ya que habíamos elegido utilizar un solo itinerario.

Junto a la estación total TCR 407 de Leica fue necesaria la utilización de dos trípodes, dos miras y dos bases de acople con visor de plomada óptica para centrar las estaciones.

Puesto que disponíamos de una orientación inicial desde la primera estación gracias al proyecto de Domingo Esparza, la utilizamos como referencia para orientar el itinerario. A continuación se realizó el itinerario estación por estación, lanzando las visuales propias del mismo y radiando los puntos necesarios desde cada estación. Las observaciones se realizaron utilizando la regla de Bessel, explicada anteriormente, para reducir errores accidentales en las observaciones angulares y para mejorar la precisión en la medición de las distancias reducidas.

6.4. Cálculo y compensación de las coordenadas planimétricas.

Tras haber obtenido los datos de la estación total anteriormente mencionada, se realizó una tabla Excel, calculando las coordenadas X,Y teniendo en cuenta las coordenadas reales conocidas del punto inicial procedente del proyecto de Domingo Esparza. Para el desarrollo de dichos cálculos se utilizó la formulación descrita en el libro "Topografía básica para ingenieros" (Tema 9 - Métodos Planimétricos: Itinerario).

6.5. Cálculo y compensación de las coordenadas altimétricas.

Respecto a las mediciones realizadas en la altimetría debemos reflejar las diferencias con el proyecto de Domingo Esparza. En nuestro proyecto las mediciones se hicieron con la estación total, como las coordenadas planimétricas, y los cálculos fueron prácticamente iguales. Sin embargo, Domingo Esparza realizó las mediciones de la altimetría con un nivel, lo que le permitió obtener unos datos más fiables realizando así un cálculo diferente de las coordenadas altimétricas.



7. Conclusiones

Para concluir la memoria de nuestro proyecto procederemos a realizar un pequeño resumen, citando los aspectos más relevantes del mismo:

Comenzamos mencionando que hemos levantado un total de 28 puntos, repartidos como estaciones base del itinerario y puntos radiados desde dichas estaciones. El itinerario se compone de 13 estaciones (E1, E2, E3, E4, E5, E6, E7, E8, E9, E10, E11, E12 y E13) y como puntos radiados encontraremos 15 (PR1, PR2, PR3, PR4, PR5, PR6, PR7, PR8, PR9, PR10, PR11, PR12, PR13, PR14 y PR15).

Cabe destacar la aproximación entre el error obtenido a priori y el error real de la poligonal. Como veremos posteriormente en el apartado de Anejos 1 "Cálculos justificativos", el error a priori de nuestra poligonal es de 0.0381 m cuando en realidad el error cometido fue de 0.0503 m. La diferencia entre ellos, de poco más de 1 cm, muestra que el trabajo de campo ha sido razonablemente bien realizado ya que, prácticamente, se ha obtenido un error real comparable al valor teórico que se había calculado.

Por último, debemos reflejar algunos aspectos de nuestro proyecto frente al realizado por Domingo Esparza. Como hemos dicho anteriormente, el método utilizado en su proyecto es diferente al nuestro, pues utilizó un doble itinerario. A continuación señalaremos los puntos a tener en cuenta:

- Errores a priori: en el proyecto de Domingo Esparza los errores a priori obtenidos para cada uno de los itinerarios fueron de 0.00396 y 0.00412 m, siendo en realidad de 0.0347 y 0.029. Podemos comprobar que la diferencia entre el error teórico y el real es mucho mayor que la nuestra, por lo que podemos decir que en el método escogido en nuestro proyecto los resultados obtenidos se asemejan más a los teóricos que en el proyecto de Domingo Esparza.
- Error real itinerario: el error de cierre obtenido en nuestro proyecto es de 0.0503, y el de Domingo Esparza es de 0.0671. Con esto comprobamos que el error de cierre en nuestro proyecto es menor.
- Altimetría: el error de cierre obtenido en nuestro proyecto es de 0.0035 y el de Domingo Esparza es de 0.01117. En este caso, nuestro error también es más pequeño, pero hay que tener en cuenta que en el proyecto de Domingo Esparza el cálculo de la altimetría se realizó a través de un nivel, siendo un procedimiento más complejo y más exacto.

Con esto quedarían expuestas las conclusiones de nuestro proyecto.



8. Agradecimientos

En este apartado me gustaría hacer referencia a todas esas personas que han estado a mi lado desde el principio hasta el final de este ciclo, el cual concluyo con este Proyecto Fin de Carrera.

En primer lugar, me gustaría agradecer a Don Antonio García Martín y a Don Manuel Torres Picazo el esfuerzo, tiempo y dedicación que han empleado durante estos casi 4 meses para la realización de mi proyecto. Decirles que sin su ayuda todo esto no habría sido posible y que estoy enormemente agradecida por su plena disposición y atención a mi proyecto y a mi persona. Decirles también que han sido unos grandes tutores y que he adquirido una gran cantidad de conocimientos y lecciones muy útiles para el día de mañana.

Y, por último, y no menos importante, a mi familia, haciendo una mención especial a mi madre. Por estar ahí de principio a fin, apoyándome, luchando y dándome fuerzas cada día para seguir adelante. Por animarme para que no abandonara la carrera tantas veces como me lo propuse, porque sin su apoyo no habría logrado llegar a donde estoy. Gracias por sacarme de todos mis llantos, te estaré eternamente agradecida madre.

Muchísimas gracias a todos.



ANEJOS

1. Cálculos justificativos

1. Cálculos justificativos de los errores a priori.

Antes de comenzar las mediciones de nuestro proyecto debíamos saber de antemano si la opción que habíamos elegido, la de utilizar un único itinerario, suponía un error significativo con respecto a la de utilizar doble itinerario, y si es así descartarla.

La segunda opción, doble itinerario, era la más cómoda debido a que para la realización de nuestro método de precisión (centrado forzado) se requería de una continuidad ininterrumpida de principio a fin y era más factible la segunda opción ya que se podía realizar el trabajo de campo en varios días. Como esa fue la opción escogida por Domingo Esparza para su proyecto, quisimos hacerlo de la otra manera y poder comparar así los resultados, independientemente del método elegido.

Para poder aplicar este método debíamos comprobar a priori que la diferencia entre los errores de usar un método u otro era mínima ya que si fuera abultada tendríamos que desestimar la opción elegida.

Para realizar dichos cálculos a priori había que saber cuáles eran las características del aparato de medida planimétrico (Estación Total Leica 407), para determinar los errores atribuidos al aparato.

Por un lado tenemos los **errores angulares**, formados por:

- Error de puntería: Cuando visamos a un punto con el anteojo de la estación total, la puntería consiste en mover el anteojo hasta hacer coincidir el centro de la cruz filar con el punto que queremos colimar, que estará señalado por una mira o señal de puntería. Debido a imperfecciones de nuestra vista, el enrase de los hilos del retículo con la señal nunca será perfecto y se cometerá este tipo de error.

$$e_p = \frac{10''}{A} * \left(1 + \frac{4A}{100}\right)$$

Siendo A los aumentos de la estación total.

- Error de verticalidad del eje principal: Error que se comete cuando al estacionar el instrumento topográfico el eje principal no queda totalmente vertical.

$$e_v = \frac{1}{12} * S$$

Siendo S la sensibilidad de la estación total.



- Error de lectura: Es el error al hacer la lectura del aparato topográfico empleado. Este error dependerá de la apreciación, que es la décima parte de la menor división, siempre que esa menor división se vea con un tamaño aparente superior o igual a 2mm.

$$e_L = \frac{2}{3} * Ap$$

Siendo Ap la apreciación de la estación total.

- Error de dirección: Es el error que se producirá cuando el eje principal del instrumento topográfico no pase exactamente por el punto de estación. Este error lo hemos omitido en nuestro itinerario debido a que la utilización del centrado forzado permite reducirlo a valores despreciables.

El error de dirección en la radiación sí habrá que tenerlo en cuenta ya que las medidas se tomaron con jalones y no como se hizo con las bases con el centrado forzado.

$$e_d = \frac{Ee + Ep}{D} * rad$$

Siendo Ee el error en el estacionamiento (plomada láser), considerado 0 por utilizar el método del centrado forzado; Ep el error en el punto, que será 0 cuando medimos en el itinerario, para los puntos radiados tomaremos 1,5 mm; y D que será la distancia media que tomaremos de referencia: 25,3 m para los puntos radiados y 57 m para los del itinerario.

Y, por otro lado, tenemos el **error en distancia**:

$$e_{Dist} = \sqrt{Ee^2 + Edistanciamiento^2 + Ep^2}$$

Siendo el Edistanciamiento, obtenido del catálogo del instrumento, de 2mm + 2ppm.

El **error total** correspondiente a cada uno de los puntos será resultado de la combinación de todos los errores.



Errores en la Radiación:

Características del aparato:

Sensibilidad	S	2 segundos
Aumentos	A	30 x
Apreciación	Ap	7 segundos
Distanciamiento		2mm + 2ppm
Estacionamiento	Ee	1,5 mm

Cálculos:

$$e_v = \frac{1}{12} * 2 = 0,1667''$$

$$e_p = \frac{10''}{30} * \left(1 + \frac{4*30}{100}\right) = 0.7333''$$

$$e_L = \frac{2}{3} * 7 = 4.6667''$$

$$e_d = \frac{0+0.015}{25.3} * 206265 = 122.292''$$

$$e_{\text{ang.acimutal horizontal}} = \sqrt{0.1667^2 + 0.7333^2 + 4.6667^2 + 122.292^2} = 122.3833''$$

$$E_{\text{ANG}} = D * (e_{\text{ang.acimutal horizontal}})_{\text{rad}} = 25.3 * \frac{122.3833}{206265} = 0.015 \text{ m} = 1.5011 \text{ cm}$$

$$E_{\text{DIST}} = \sqrt{0 + (0.2 + 0.2 * 0.025)^2 + 1.5^2} = 1.5139 \text{ cm}$$

$$E_{\text{TOTALRADIADO}} = \sqrt{E_{\text{ang}}^2 + E_{\text{dist}}^2} = \sqrt{1.5011^2 + 1.5139^2} = 2.132 \text{ cm}$$

$$E_{\text{TOTALRADIADO}} = 0.021 \text{ m}$$

Errores en el Itinerario:

Cálculos:

$$e_{\text{ang.acimutal horizontal}} = \sqrt{0.1667^2 + 0.7333^2 + 4.6667^2} = 4.7268''$$

$$E_{\text{ANG}} = D * (e_{\text{ang.acimutal horizontal}})_{\text{rad}} * \sqrt{\frac{n(n+1)(2n+1)}{6}} =$$

$$= 57 * \frac{4.7268}{206265} * \sqrt{\frac{13(13+1)(2*13+1)}{6}} = 0.0374 \text{ m}$$

$$E_{\text{DIST}} = \left(0.002 + 2 * \frac{57}{10^6}\right) \sqrt{13} = 0.0076 \text{ m}$$



$$E_{\text{TOTALITINERARIO}} = \sqrt{0.0374^2 + 0.0076^2} = \mathbf{0.0381 \text{ m}}$$

Este será el error total previsto al final del itinerario.

Tras la compensación, el error individual de una estación o de una base se prevé que será de $0.0381/\sqrt{13}$, es decir, 0.011. Luego, el error en los puntos que han sido radiados será el de la estación de base más el propio error de radiación, es decir, $\sqrt{0.011^2 + 0.021^2} = 0.0235$.

2. Cálculos justificativos de las coordenadas planimétricas.

Una vez obtenidos los datos de campo en cuanto a la planimetría y la altimetría, utilizando la estación total Leica 407, se procedió a realizar los cálculos en una tabla Excel utilizando la formulación del libro de “Topografía aplicada para ingenieros”.

Para ello se precisaba conocer las coordenadas de una estación y una visual de referencia hacia un punto conocido para encajar el itinerario en sus coordenadas reales. Nuestro levantamiento se realizó sin orientar la estación total en ninguno de los puntos de estación del itinerario. De hecho, en el momento de realizar las mediciones las coordenadas de todos los puntos eran desconocidas, ya que aún no se había procedido a levantarlos mediante GPS. Se tomaron algunas visuales de referencia desde la estación de inicio a varios puntos. Esos puntos tampoco eran conocidos inicialmente y su levantamiento se realizó también mediante GPS.

Suponíamos una medición de gran precisión ya que utilizamos el método del centrado forzado, anteriormente mencionado. Además, se realizaron medidas de ángulos y distancias en posiciones normal e invertida, utilizando la regla de Bessel, para conseguir una mayor precisión.

Aquí se muestran los datos obtenidos de las lecturas y distancias reducidas por nuestra estación total y los resultados tras realizar la media aritmética, tanto por aplicación de la regla de Bessel como de cada estación a la anterior. (No vamos a mostrar los puntos radiados, pues los cálculos realizados a partir de dichos datos los haremos por separado). Aparecen también las medidas correspondientes a la altimetría, pues como hemos dicho anteriormente también las tomamos con la estación total.

Estac. Base	Estac. Visad	Lectura directa			Lectura inversa			Valores medios		
		Hz	Dr	z	Hz	Dr	z	Hz media	Dr media	z media
E1	PR15	294.8935	17.86	-0.419						
	E13	200.7028	143.68	-0.485	200.7124	143.681	-0.496	200.7076	143.6805	-0.4905
	E2	298.7086	63.045	-1.681	298.711	63.044	-1.682	298.7098	63.0445	-1.6815
E2	E1	223.4654	63.045	1.681	223.4796	63.045	1.684	223.4725	63.045	1.6825
	E3	332.8664	58.923	-0.196	332.88	58.923	-0.19	332.8732	58.923	-0.193
E3	E2	333.1242	58.923	0.191	333.1258	58.923	0.199	333.125	58.923	0.195
	E4	122.2271	85.539	-0.112	122.2327	85.539	-0.11	122.2299	85.539	-0.111
E4	E3	62.3874	85.539	0.126	62.3947	85.539	0.122	62.39105	85.539	0.124
	E5	271.4228	55.842	-0.02	271.4216	55.841	-0.023	271.4222	55.8415	-0.0215
E5	E4	316.9834	55.841	0.02	316.9517	55.841	0.018	316.96755	55.841	0.019
	E6	111.1126	87.27	0.129	111.1142	87.27	0.124	111.1134	87.27	0.1265
E6	E5	298.0095	87.268	-0.111	298.0044	87.268	-0.114	298.00695	87.268	-0.1125
	E7	398.5032	52.482	0.041	398.5097	52.483	0.04	398.50645	52.4825	0.0405
E7	E6	173.0112	52.482	-0.035	173.0259	52.483	-0.037	173.01855	52.4825	-0.036
	E8	272.0011	58.312	0.273	272.0135	58.313	0.273	272.0073	58.3125	0.273
E8	E7	374.2337	58.313	-0.271	374.2285	58.313	-0.272	374.2311	58.313	-0.2715
	E9	128.42	39.117	-0.258	128.4394	39.117	-0.246	128.4297	39.117	-0.252
E9	E8	71.6202	39.116	0.246	71.6115	39.116	0.245	71.61585	39.116	0.2455
	E10	339.2728	46.469	0.115	339.2645	46.469	0.11	339.26865	46.469	0.1125
E10	E9	183.0712	46.469	-0.113	183.0732	46.469	-0.11	183.0722	46.469	-0.1115
	E11	356.2689	16.684	-0.127	356.2698	16.684	-0.126	356.26935	16.684	-0.1265
E11	E10	337.1755	16.684	0.125	337.1682	16.684	0.126	337.17185	16.684	0.1255
	E12	253.9112	21.879	0.955	253.913	21.879	0.952	253.9121	21.879	0.9535
E12	E11	19.6666	21.879	-0.954	19.6674	21.879	-0.952	19.667	21.879	-0.953
	E13	204.8201	9.86	0.402	204.8301	9.86	0.401	204.8251	9.86	0.4015
E13	E12	342.0649	9.86	-0.401	342.0775	9.86	-0.401	342.0712	9.86	-0.401
	E1	46.407	143.681	0.486	46.404	143.681	0.487	46.4055	143.681	0.4865

Ya obtenidas las distancias y acimutes medios procedemos a calcular la **corrección de orientación**. Puesto que no disponíamos todavía de coordenadas reales lo que hicimos fue fijar un acimut de referencia con las coordenadas reales iniciales del proyecto de Domingo Esparza. Sobre éste y con los datos anteriormente expresados obtuvimos la corrección de orientación de nuestro itinerario.

Las fórmulas utilizadas para realizar dichos cálculos son:

$$\text{CorE1} = \theta_1^{15} - \text{Hz}_1^{15}$$

$$\theta_1^2 = \text{CorE1} + \text{Hz}_1^2$$

$$\theta_2^1 = \theta_1^2 \pm 200$$

A continuación se muestran los resultados obtenidos tras la corrección de orientación:

Corrección		Acimut θ	
E1	95.0495	389.943	θ_1^{15}
		295.7571	θ_1^{13}
		393.7593	θ_1^2
E2	-29.7132	193.7593	θ_2^1
		303.16	θ_2^3
E3	-229.965	103.16	θ_3^2
		292.2649	θ_3^4
E4	29.87385	92.2649	θ_4^3
		301.29605	θ_4^5
E5	-215.6715	101.29605	θ_5^4
		295.4419	θ_5^6
E6	-202.56505	95.4419	θ_6^5
		195.9414	θ_6^7
E7	222.92285	395.9414	θ_7^6
		94.93015	θ_7^8
E8	-79.30095	294.93015	θ_8^7
		49.12875	θ_8^9
E9	177.5129	249.12875	θ_9^8
		116.78155	θ_9^{10}
E10	133.70935	316.78155	θ_{10}^9
		89.9787	θ_{10}^{11}
E11	-47.19315	289.9787	θ_{11}^{10}
		206.71895	θ_{11}^{12}
E12	-12.94805	6.71895	θ_{12}^{11}
		191.87705	θ_{12}^{13}
E13	49.80585	391.87705	θ_{13}^{12}
		96.21135	θ_{13}^1
		296,21135	θ_1^{13}



Una vez realizada la corrección de orientación se procede al cálculo del **error de cierre angular (e_a)**. Dicho error puede ser calculado de muchas formas. A continuación mostraremos algunos ejemplos y comprobaremos que los resultados coinciden.

Por un lado, el error de cierre angular se define como la diferencia entre el acimut topográfico y el trigonométrico, siendo:

Acimut trigonométrico: $\theta_{\text{trig}} = \text{CorE1} + \text{Hz}_1^{11}$

Acimut topográfico: $\theta_{\text{topo}} = \theta_1^{13}$ (Obtenido en la corrección de orientación)

Error de cierre ($\theta_{\text{topo}} - \theta_{\text{trig}}$)	0.45425
---	---------

En este caso se da un error por exceso debido a que nos ha dado un valor positivo, en caso de haber sido negativo habría sido un error por defecto.

Otra forma de calcular el error de cierre angular es sumar, por un lado todos los valores medios de las lecturas correspondientes a las visuales de frente y, por otro lado los valores medios correspondientes a las visuales de atrás. Una vez obtenidos ambos resultados, los restamos, obteniendo el error de cierre buscado (± 200)

Sumatorio visuales de frente = 3135.97265

Sumatorio visuales de atrás = 2935.5184

Error de cierre	200.45425	(-200)
-----------------	-----------	--------

Como podemos comprobar, el resultado nos sale igual independientemente del método que utilicemos.

Un detalle muy importante a tener en cuenta es que el error obtenido es demasiado grande, por lo que tenemos que modificar algunas medidas y reducir ese error. Para comprobar la/s visual/es que presentan error compararemos nuestras coordenadas (sin compensar) con las coordenadas que Domingo Esparza tenga en común.

Primero calcularemos nuestras **coordenadas sin compensar** a partir de las siguientes fórmulas, partiendo de unas coordenadas de la primera estación conocidas.

Coordenada X: $X_2 = X_1 + D_{12} \cdot \sin \theta_1^2$

Coordenada Y: $Y_2 = Y_1 + D_{12} \cdot \cos \theta_1^2$

Siendo θ , el acimut medido en grados centesimales.



Coordenas ESTACIONES		
Pto.	X	Y
E1	678485.03	4164042.5
E2	678485.03	4164042.5
E3	678485.03	4164042.5
E4	678485.03	4164042.5
E5	678485.03	4164042.5
E6	678485.03	4164042.5
E7	678485.03	4164042.5
E8	678485.03	4164042.5
E9	678485.03	4164042.5
E10	678485.03	4164042.5
E11	678485.03	4164042.5
E12	678485.03	4164042.5
E13	678485.03	4164042.5
E1	678485.03	4164042.5

Podemos verificar nuevamente, que nuestras medidas presentan un error importante, pues la diferencia entre las coordenadas de la primera estación es muy grande.

A continuación compararemos los datos de nuestras estaciones con los datos de las estaciones que el proyecto de Domingo Esparza tiene en común y así podremos saber el/los punto/s que presentan un importante error.

Esta comprobación podemos realizarla de dos formas, una mediante AutoCad, en la que meteremos las coordenadas de las estaciones de ambos proyectos; y otra a través de cálculos matemáticos con los que calcularemos las desviaciones existentes con los puntos que el proyecto de Domingo Esparza tiene en común.

Una vez obtenido el punto de fallo, saldremos al campo y volveremos a tomar las visuales correspondientes a dicha estación. Hemos de saber que con esto romperíamos el centrado forzado, pero obtendríamos resultados más exactos.

Nuestro error se encontraba en las visuales tomadas desde la estación 6, por lo que nuestras nuevas medidas serán:

Estac. Base	Estac. Visad	Lectura directa			Lectura inversa			Valores medios		
		Hz	Dr	z	Hz	Dr	z	Hz media	Dr media	z media
E6	E5	99,9133	87,271	-0,111	99,92	87,274	-0,114	99,91665	87,2725	-0,1125
	E7	200,0125	52,481	0,041	200,0119	52,481	0,04	200,0122	52,481	0,0405

Los nuevos resultados obtenidos tras la **corrección de orientación** serán:

Corrección		Acimut θ	
E1	95,0495	389,943	θ_1^{13}
		295,7571	θ_1^{13}
		393,7593	θ_1^{12}
E2	-29,7132	193,7593	θ_2^1
		303,16	θ_2^2
E3	-229,965	103,16	θ_3^2
		292,2649	θ_3^4
E4	29,87385	92,2649	θ_4^2
		301,29605	θ_4^3
E5	-215,6715	101,29605	θ_5^4
		295,4419	θ_5^6
E6	-4,47475	95,4419	θ_6^5
		195,53745	θ_6^7
E7	222,5189	395,53745	θ_7^6
		94,5262	θ_7^8
E8	-79,7049	294,5262	θ_8^7
		48,7248	θ_8^9
E9	177,10895	248,7248	θ_9^8
		116,3776	θ_9^{10}
E10	133,3054	316,3776	θ_{10}^9
		89,57475	θ_{10}^{11}
E11	-47,5971	289,57475	θ_{11}^{10}
		206,315	θ_{11}^{12}
E12	-13,352	6,315	θ_{12}^{11}
		191,4731	θ_{12}^{13}
E13	49,4019	391,4731	θ_{13}^{12}
		95,8074	θ_{13}^1
		295,8074	θ_1^{13}

En este caso el **error de cierre angular** será:

Error de cierre	0,0503
-----------------	--------

Nos ha salido un valor positivo, el acimut topográfico es mayor que el trigonométrico, por lo que presenta un error por exceso. Esto implica que los acimuts sin compensar serán mayores que los acimuts compensados.

A continuación procederemos a realizar la compensación de acimutes. En ella, el error de cierre se reparte por igual entre los acimutes de los tramos (estaciones) del itinerario. El factor de compensación se obtiene dividiendo el error de cierre por el número de estaciones, 13 en nuestro caso. Para obtener la compensación de acimutes se opera de la siguiente forma, teniendo en cuenta que la corrección a aplicar debe llevar signo contrario al error de cierre.



Nuestro **factor de corrección** será:

Factor de corrección	0,0038692
----------------------	-----------

La **compensación de acimutes** la realizaremos a partir de las siguientes fórmulas:

$$\theta_1^2 \text{ comp} = \theta_1^2 - Fc$$

$$\theta_2^3 \text{ comp} = \theta_2^3 - 2Fc$$

Y así sucesivamente hasta:

$$\theta_{13}^1 \text{ comp} = \theta_{13}^1 - 13Fc = \theta_{\text{trigonométrico}}$$

A continuación se muestra el resultado de los acimutes compensados:

Acimuts compensados	
θ_1^2	393,755431
θ_2^3	303,152262
θ_3^4	292,253292
θ_4^5	301,280573
θ_5^6	295,422554
θ_6^7	195,514235
θ_7^8	94,4991154
θ_8^9	48,6938462
θ_9^{10}	116,342777
θ_{10}^{11}	89,5360577
θ_{11}^{12}	206,272438
θ_{12}^{13}	191,426669
θ_{13}^1	95,7571

A continuación calcularemos las coordenadas compensadas. El primer cálculo del itinerario se realizó conociendo las coordenadas reales del proyecto de Domingo Esparza. Tomamos las de la primera estación y su acimut de referencia y, a partir de dichos datos, calcularemos todas las coordenadas del itinerario.

Primero calcularemos las **coordenadas planimétricas parciales** de cada estación, utilizando para ello los acimutes sin compensar y las distancias promedio.

Coordenada X: $X_2^1 = D_{12} * \sin \theta_1^2$

Coordenada Y: $Y_2^1 = D_{12} * \cos \theta_1^2$

Siendo θ , el acimut medido en grados centesimales.



Coordenadas parciales		
	Δx	Δy
De 1a2	-6,17027609	62,74182555
De 2a3	-58,8504262	2,923569726
De 3a4	-84,9083746	-10,3676631
De 4a5	-55,8299283	1,136759805
De 5a6	-87,0464077	-6,24306105
De 6a7	3,675778662	-52,3521156
De 7a8	58,09708215	5,007664355
De 8a9	27,10033447	28,20835977
De 9a10	44,93975498	-11,8231292
De 10a11	16,46079078	2,719967457
De 11a12	-2,16674717	-21,7714457
De 12a13	1,316705486	-9,77168802
De 13a1	143,369528	9,455590783

Siendo estas las **coordenadas sin compensar**:

Coordenadas sin compensar		
Pto.	X	Y
E1	678485,0273	4164042,49
E2	678478,857	4164105,232
E3	678420,0066	4164108,156
E4	678335,0982	4164097,788
E5	678279,2683	4164098,925
E6	678192,2219	4164092,682
E7	678195,8976	4164040,33
E8	678253,9947	4164045,337
E9	678281,0951	4164073,546
E10	678326,0348	4164061,723
E11	678342,4956	4164064,443
E12	678340,3289	4164042,671
E13	678341,6456	4164032,899
E1	678485,0151	4164042,355

Para calcular las coordenadas compensadas podríamos aplicar la misma formulación pero utilizando los acimutes compensados. El problema es que estas coordenadas contienen errores, en parte debido a que ningún procedimiento para compensar acimutes es perfecto y, además, como producto de la medición de distancias y de la lectura de ángulos cenitales. Por ello, calcularemos las coordenadas compensadas de otra manera.

Como ya sabemos, una vez calculado el error de cierre debemos compensar las coordenadas parciales para cerrar el itinerario sin error. Para ello, es necesario realizar el sumatorio de las coordenadas parciales, con su signo, tanto de X como de Y. Si se trata de un



itinerario cerrado, este sumatorio debería ser igual a cero. El valor, distinto de cero, que obtengamos es el error planimétrico en X o en Y, dependiendo de que el sumatorio se efectuase con las coordenadas parciales de X o de Y.

$$X_1^2 \text{ compensada} = X_1^2 \text{ sin compensar} - e_x \frac{|X_1^2 \text{ sin compensar}|}{\Sigma |X| \text{ sin compensar}}$$

$$Y_1^2 \text{ compensada} = Y_1^2 \text{ sin compensar} - e_y \frac{|Y_1^2 \text{ sin compensar}|}{\Sigma |Y| \text{ sin compensar}}$$

He aquí los resultados de las **coordenadas parciales compensadas**:

Coord. Parciales compensadas		
	Δx	Δy
De 1a2	-6,170148636	62,77965272
De 2a3	-58,84921063	2,925332352
De 3a4	-84,90662076	-10,3614125
De 4a5	-55,82877513	1,13744516
De 5a6	-87,04460965	-6,23929709
De 6a7	3,675854589	-52,3205525
De 7a8	58,0982822	5,010683486
De 8a9	27,10089425	28,22536664
De 9a10	44,94068326	-11,816001
De 10a11	16,46113079	2,72160733
De 11a12	-2,166702412	-21,7583196
De 12a13	1,316732683	-9,76579665
De 13a1	143,3724895	9,461291577

Y aquí se muestran las **coordenadas compensadas** de cada una de las estaciones del itinerario:

Coordenadas compensadas		
Pto.	X	Y
E1	678485,0273	4164042,49
E2	678478,8571	4164105,27
E3	678420,0079	4164108,195
E4	678335,1013	4164097,834
E5	678279,2725	4164098,971
E6	678192,2279	4164092,732
E7	678195,9038	4164040,412
E8	678254,0021	4164045,422
E9	678281,1029	4164073,648
E10	678326,0436	4164061,832
E11	678342,5048	4164064,553
E12	678340,3381	4164042,795
E13	678341,6548	4164033,029
E1	678485,0273	4164042,49

Cálculo de los puntos radiados:

Una vez compensadas todas las estaciones se procede al cálculo de los puntos radiados. El levantamiento de cada uno de estos puntos se realizó desde la estación del itinerario que se consideró más conveniente, en función de sus posiciones relativas. No de todas las estaciones se radiaron puntos.

Para ello primero debíamos calcular el acimut correspondiente entre la estación desde la cual se radió el punto y la anterior a ésta con la fórmula del acimut:

$$\theta_a^b = \arctg \frac{X_a - X_b}{Y_a - Y_b}$$

Debemos tener en cuenta el cuadrante en el que está situada la estación visada en función de la estación desde la que visamos.

Una vez obtenido este acimut se realizaba la corrección del mismo como se ha explicado en el apartado anterior "corrección de orientación". Se hará a partir de la siguiente fórmula:

$$\text{Corr Ea} = \theta_a^b - \text{Hz}_a^b$$

Acto seguido, calculamos el acimut entre el punto radiado y la estación de la cual se radió, sumando la corrección de dicha estación al valor de la lectura realizada entre la estación y el punto radiado, a través de la siguiente fórmula:

$$\Theta_a^b = \text{CorEa} + \text{Hz}_a^b$$

Los datos obtenidos de las visuales realizadas a los puntos radiados se muestran en la siguiente tabla:

Datos Puntos Radiados			
Pto.	H _z	D _r	z
PR1	315,2507	13,027	0,013
PR2	130,1217	37,722	-0,199
PR3	231,043	34,087	0,195
PR4	203,0481	25,279	0,192
PR5	111,6986	21,698	0,067
PR6	106,9196	31,585	0,19
PR7	235,4009	19,815	0,128
PR8	120,1027	15,108	-0,133
PR9	331,3239	20,448	0,072
PR10	363,284	20,919	0,157
PR11	354,8353	5,345	0,043
PR12	83,3184	24,047	0,108
PR13	192,3053	15,563	0,206
PR14	46,7643	76,994	0,068
PR15	294,8935	17,86	-0,419



Aquí se muestran los cálculos de acimutes y correcciones citados anteriormente:

Estación 3:	Acimut E3-E2	103,16197
(E2 2C)	Corr. E3	-229,96303
PR1:	Acimut E3-PR1	85,287667
PR2:	Acimut E3-PR2	300,15867
Estación 4:	Acimut E4-E3	92,26936
(E3 1C)	Corr. E4	29,87831
PR3	Acimut E4-PR3	260,92131
PR4	Acimut E4-PR4	232,92641
Estación 5:	Acimut E5-E4	101,29686
(E4 2C)	Corr. E5	-215,67069
PR5	Acimut E5-PR5	296,02791
PR6	Acimut E5-PR6	291,24891
Estación 8:	Acimut E8-E7	294,52303
(E7 3C)	Corr. E8	-79,708071
PR7	Acimut E8-PR7	155,69283
PR8	Acimut E8-PR8	40,394629
Estación 9:	Acimut E9-E8	248,70629
(E8 3C)	Corr. E9	177,09044
PR9	Acimut E9-PR9	108,41434
PR10	Acimut E9-PR10	140,37444
PR11	Acimut E9-PR11	131,92574
PR12	Acimut E9-PR12	260,40884
Estación 11:	Acimut E11-E10	289,56879
(E10 3C)	Corr. E11	-47,603062
PR13	Acimut E11-PR13	144,70224
Estación 13:	Acimut E13-E12	391,46784
(E12 4C)	Corr. E13	49,396643
PR14	Acimut E13-PR14	96,160943
Estación 1:	Acimut E1-E13	295,80497
(E13 3C)	Corr. E1	95,097366
PR15	Acimut E1-PR15	389,99087



Ahora pasamos a calcular las coordenadas parciales existentes entre las estaciones y sus puntos radiados:

Coordenadas parciales Puntos Radiados		
	X	Y
De E3 a PR1	12,68067527	2,983823669
De E3 a PR2	-37,7218828	0,094015925
De E4 a PR3	-27,864021	-19,6346608
De E4 a PR4	-12,4993087	-21,9725994
De E5 a PR5	-21,6557791	-1,35293542
De E5 a PR6	-31,2870584	-4,3280715
De E7 a PR7	12,70407634	-15,2065995
De E7 a PR8	8,955854279	12,16734721
De E9 a PR9	20,26965206	-2,69479304
De E9 a PR10	16,85121415	-12,3952064
De E9 a PR11	4,686859761	-2,56950785
De E9 a PR12	-19,5448015	-14,0092449
De E11 a PR13	11,8813429	-10,0518983
De E13 a PR14	76,85404639	4,640214315
De E1 a PR15	-2,79645046	17,63971272

Y, para finalizar, se muestran las coordenadas de los puntos radiados en coordenadas UTM.

Coordenadas Puntos Radiados		
Pto	X	Y
PR1	678432,6886	4164111,179
PR2	678382,286	4164108,289
PR3	678307,2373	4164078,199
PR4	678322,602	4164075,861
PR5	678257,6167	4164097,619
PR6	678247,9855	4164094,643
PR7	678208,6078	4164025,205
PR8	678204,8596	4164052,579
PR9	678301,3726	4164070,953
PR10	678297,9542	4164061,252
PR11	678285,7898	4164071,078
PR12	678261,5581	4164059,638
PR13	678354,3861	4164054,501
PR14	678418,5088	4164037,669
PR15	678482,2308	4164060,13



3. Cálculos justificativos de la altimetría.

Ahora nos faltaría calcular la altimetría. Este apartado es interesante ya que en nuestro proyecto lo hemos calculado a través de una nivelación trigonométrica, y Domingo Esparza, en su proyecto, lo hizo a través de una nivelación geométrica.

La nivelación trigonométrica es la determinación de desniveles mediante visuales inclinadas, empleando el taquímetro o la estación total. Sin embargo, la nivelación geométrica es la determinación de desniveles mediante visuales horizontales, con empleo del nivel.

Existe, además, otro método para la determinación de desniveles: la nivelación barométrica, la cual determina el desnivel gracias a un altímetro. En este método no profundizaremos ya que no ha sido utilizado en ninguno de los dos proyectos.

Nivelación trigonométrica:

La nivelación trigonométrica, o por pendientes, es la que se realiza empleando la estación total o el taquímetro. En general, este instrumento es menos preciso, para trabajos altimétricos, que los niveles. Su ventaja estriba en que se trata de un instrumento planimétrico y altimétrico, que permite realizar simultáneamente estas dos partes de un levantamiento topográfico. La nivelación trigonométrica será de aplicación en aquellos levantamientos, o en aquellas fases de un levantamiento, en que las exigencias de precisión en altimetría no sean muy estrictas. La diferencia entre la nivelación geométrica y la trigonométrica es que en esta última se emplean instrumentos cuyo anteojo es susceptible de bascular en torno a un eje horizontal, por lo que las visuales serán inclinadas, no horizontales. La expresión general para el cálculo del desnivel con visuales inclinadas es:

$$Z_A^B = t_A + i_A - Ap_A^B$$

La nivelación trigonométrica suele emplearse en paralelo a los trabajos planimétricos. En estos trabajos siempre interesa determinar las coordenadas del punto de estación, por lo que habrá que calcular también la coordenada Z de cada estación, lo que obliga a medir la altura del instrumento.

Nivelación trigonométrica compuesta

La nivelación trigonométrica compuesta se efectuará, normalmente, a la vez que un itinerario planimétrico. El itinerario altimétrico será, por tanto, encuadrado o cerrado, lo que posibilita la determinación del error de cierre altimétrico y su compensación. En nivelación trigonométrica compuesta se emplea, de forma casi exclusiva el método de estaciones recíprocas.

En este método se va estacionando sucesivamente en todas las estaciones del itinerario, visando a la anterior y a la siguiente. En cada estación habrá, por tanto, dos observaciones, una de frente y otra de espaldas. Obtendremos:

$$Z_A^B = t_A + i_A - m_A^B$$

$$Z_B^A = t_B + i_B - m_B^A$$

El desnivel medio se calculará:

$$Z_A^B = \frac{ta - tb}{2} + \frac{ia - ib}{2} - \frac{mab - mba}{2} = \frac{Zab - Zba}{2}$$

La diferencia entre los dos valores del desnivel nos dará una idea de la precisión alcanzada con este método.

A continuación se muestra el resultado de dichos cálculos:

ESTACIONES					
Pto.estacionado	Pto.visado	Z (directa)	Z (inversa)	Z media	Zmedio (fórmula)
E1	E13	-0,485	-0,496	-0,4905	
	E2	-1,681	-1,682	-1,6815	
E2	E1	1,681	1,684	1,6825	-1,682
	E3	-0,196	-0,19	-0,193	
E3	E2	0,191	0,199	0,195	-0,194
	E4	-0,112	-0,11	-0,111	
E4	E3	0,126	0,122	0,124	-0,1175
	E5	-0,02	-0,023	-0,0215	
E5	E4	0,02	0,018	0,019	-0,02025
	E6	0,129	0,124	0,1265	
E6	E5	-0,111	-0,114	-0,1125	0,1195
	E7	0,041	0,04	0,0405	
E7	E6	-0,035	-0,037	-0,036	0,03825
	E8	0,273	0,273	0,273	
E8	E7	-0,271	-0,272	-0,2715	0,27225
	E9	-0,258	-0,246	-0,252	
E9	E8	0,246	0,245	0,2455	-0,24875
	E10	0,115	0,11	0,1125	
E10	E9	-0,113	-0,11	-0,1115	0,112
	E11	-0,127	-0,126	-0,1265	
E11	E10	0,125	0,126	0,1255	-0,126
	E12	0,955	0,952	0,9535	
E12	E11	-0,954	-0,952	-0,953	0,95325
	E13	0,402	0,401	0,4015	
E13	E12	-0,401	-0,401	-0,401	0,40125
	E1	0,486	0,487	0,4865	
E1	E13	-0,485	-0,496	-0,4905	0,4885

El error de cierre será:

Error de cierre	-0,0035
-----------------	---------

Y, finalmente, compensamos dicho error repartiéndolo entre todas las estaciones para obtener las coordenadas compensadas.

La **compensación de los desniveles** la realizaremos a partir de la siguiente fórmula:

$$Z_i^2 \text{ comp} = Z_i^2 \sin \text{ comp} - e_z \frac{|Z_i^2 \sin \text{ comp}|}{\sum |Z_i^j|}$$

Siendo, e_z el error de cierre con su signo y $\sum |Z_i^j|$ el sumatorio de los valores absolutos de todas las coordenadas Z.

Zcompensada	
Z_1^2	-1,680766733
Z_2^3	-0,193857756
Z_3^4	-0,117413847
Z_4^5	-0,020235152
Z_5^6	0,119587619
Z_6^7	0,038278045
Z_7^8	0,272449618
Z_8^9	-0,248567613
Z_9^{10}	0,11208212
Z_{10}^{11}	-0,125907615
Z_{11}^{12}	0,953948937
Z_{12}^{13}	0,401544202
Z_{13}^1	0,488858175

A continuación calcularemos **las coordenadas reales correspondientes a la altimetría**. Conocemos las coordenadas reales de la primera estación ya que coinciden con un punto del proyecto de Domingo Esparza, utilizadas también para el cálculo de las coordenadas planimétricas. A partir de dichos datos calcularemos las coordenadas reales de todas las estaciones. Las mostramos a continuación:

Coordenadas reales	
Pto.	Z
E1	8,01170944
E2	6,33094271
E3	6,13708495
E4	6,01967111
E5	5,99943595
E6	6,11902357
E7	6,15730162
E8	6,42975124
E9	6,18118362
E10	6,29326574
E11	6,16735813
E12	7,12130707
E13	7,52285127
E1	8,01170944



Ahora haremos los mismo pero con los puntos radiados.

Puntos Radiados		
Pto. Estacionado	Pto. Visado	Z
E3	PR1	0,013
	PR2	-0,199
E4	PR3	0,195
	PR4	0,192
E5	PR5	0,067
	PR6	0,19
E8	PR7	0,128
	PR8	-0,133
E9	PR9	0,072
	PR10	0,157
	PR11	0,043
	PR12	0,108
E11	PR13	0,206
E13	PR14	0,068
E1	PR15	-0,419

Coordenada Z real	
PR1	6,150084955
PR2	5,938084955
PR3	6,214671107
PR4	6,211671107
PR5	6,066435955
PR6	6,189435955
PR7	6,557751237
PR8	6,296751237
PR9	6,253183624
PR10	6,338183624
PR11	6,224183624
PR12	6,289183624
PR13	6,373358129
PR14	7,590851269
PR15	7,592709444




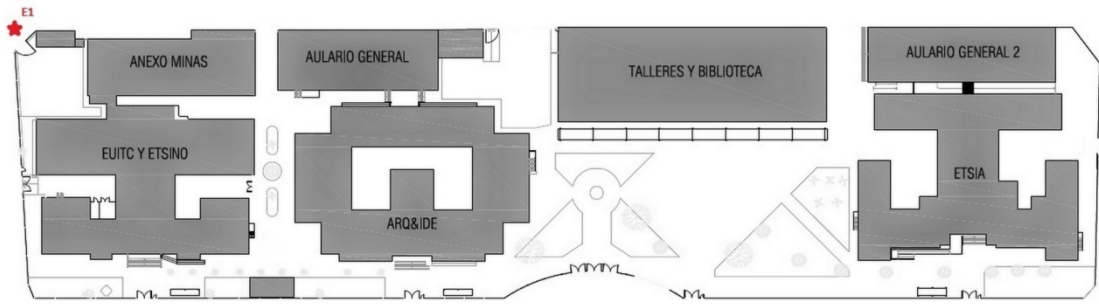

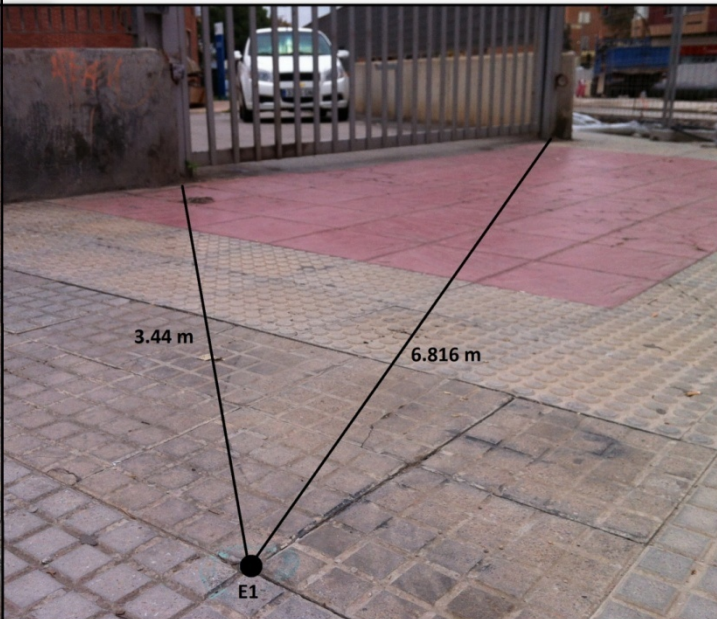
Y concluimos mostrando el resultado de las coordenadas absolutas X,Y y Z:

COORDENADAS REALES			
Pto.	X	Y	Z
E1	678485,0273	4164042,49	8,011709444
E2	678478,8571	4164105,27	6,330942711
E3	678420,0079	4164108,195	6,137084955
E4	678335,1013	4164097,834	6,019671107
E5	678279,2725	4164098,971	5,999435955
E6	678192,2279	4164092,732	6,119023574
E7	678195,9038	4164040,412	6,15730162
E8	678254,0021	4164045,422	6,429751237
E9	678281,1029	4164073,648	6,181183624
E10	678326,0436	4164061,832	6,293265744
E11	678342,5048	4164064,553	6,167358129
E12	678340,3381	4164042,795	7,121307066
E13	678341,6548	4164033,029	7,522851269
PR1	678432,6886	4164111,179	6,150084955
PR2	678382,286	4164108,289	5,938084955
PR3	678307,2373	4164078,199	6,214671107
PR4	678322,602	4164075,861	6,211671107
PR5	678257,6167	4164097,619	6,066435955
PR6	678247,9855	4164094,643	6,189435955
PR7	678208,6078	4164025,205	6,557751237
PR8	678204,8596	4164052,579	6,296751237
PR9	678301,3726	4164070,953	6,253183624
PR10	678297,9542	4164061,252	6,338183624
PR11	678285,7898	4164071,078	6,224183624
PR12	678261,5581	4164059,638	6,289183624
PR13	678354,3861	4164054,501	6,373358129
PR14	678418,5088	4164037,669	7,590851269
PR15	678482,2308	4164060,13	7,592709444


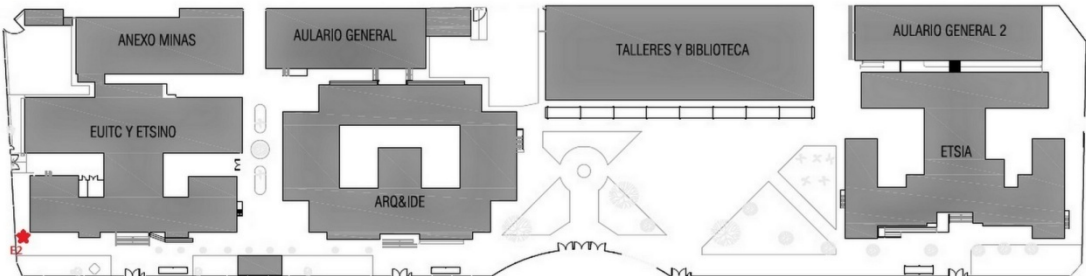

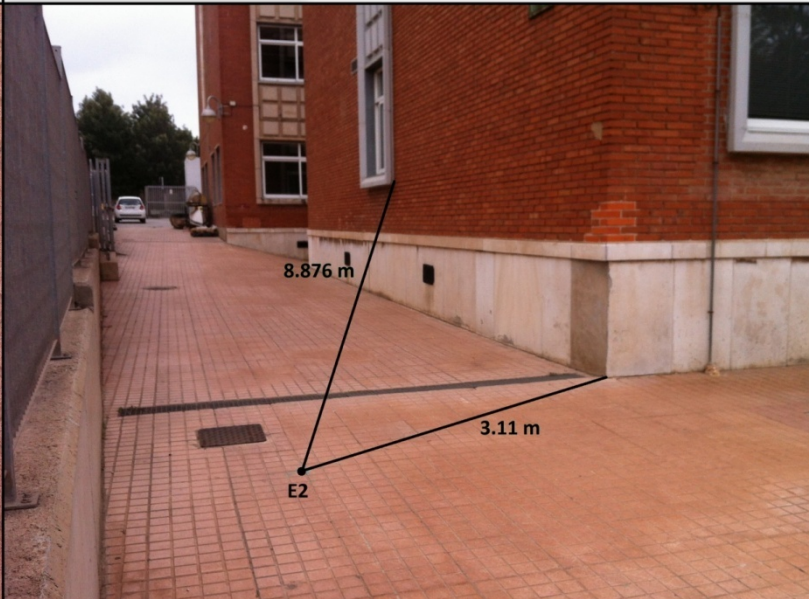


2. Reseñas de situación


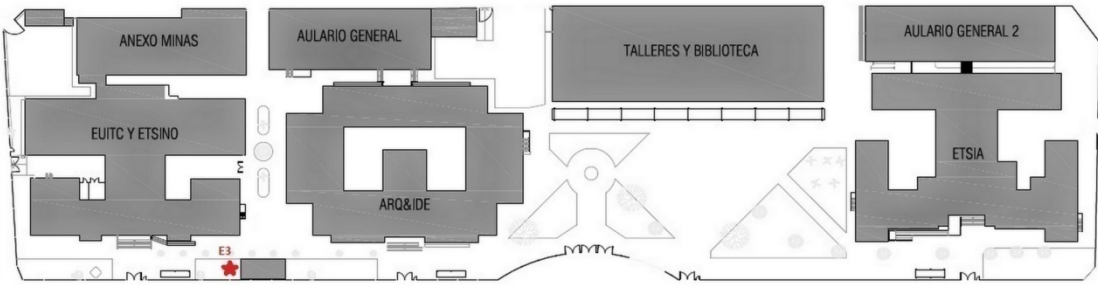

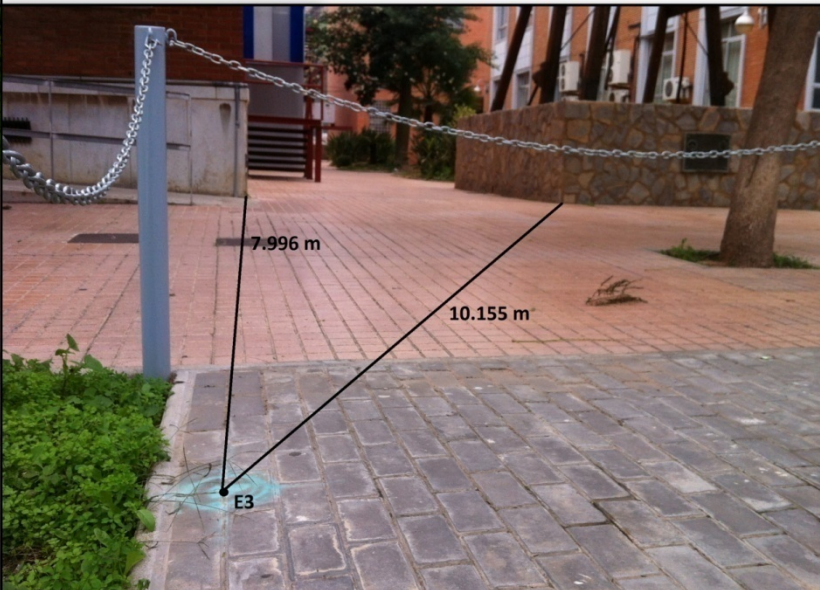
RESEÑAS DE SITUACIÓN DEL PUNTO DE ESTACIÓN BASE 1

DATOS DEL PUNTO DE ESTACIÓN:	SITUACIÓN:
<p>Estación 1: Coordenadas: X = 678485,0273 m Y = 4164042,49 m Z = 8,011709444 m</p>	
	
SEÑAL UTILIZADA:	ACOTACIONES:
	


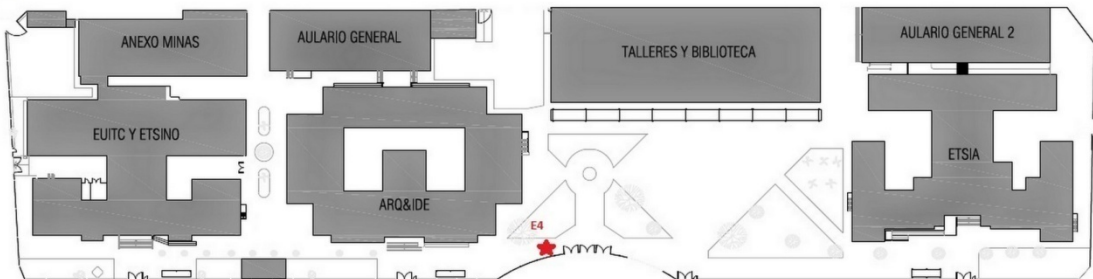

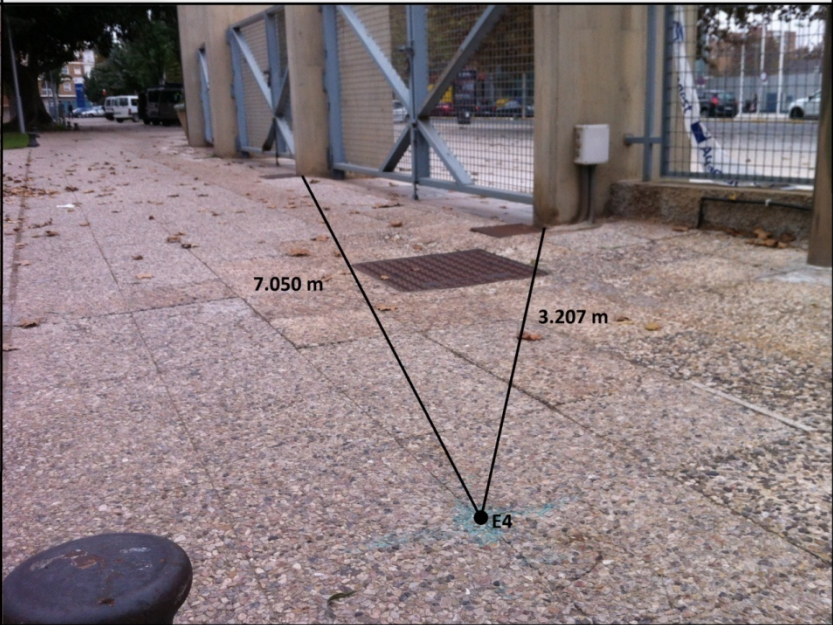
RESEÑAS DE SITUACIÓN DEL PUNTO DE ESTACIÓN BASE 2

DATOS DEL PUNTO DE ESTACIÓN:	SITUACIÓN:
<p>Estación 2: Coordenadas: $X = 678478,8571 \text{ m}$ $Y = 4164105,27 \text{ m}$ $Z = 6,330942711 \text{ m}$</p>	
	
SEÑAL UTILIZADA:	ACOTACIONES:
	


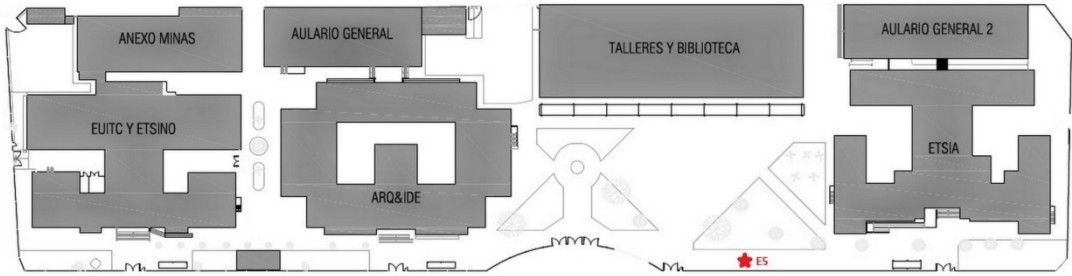

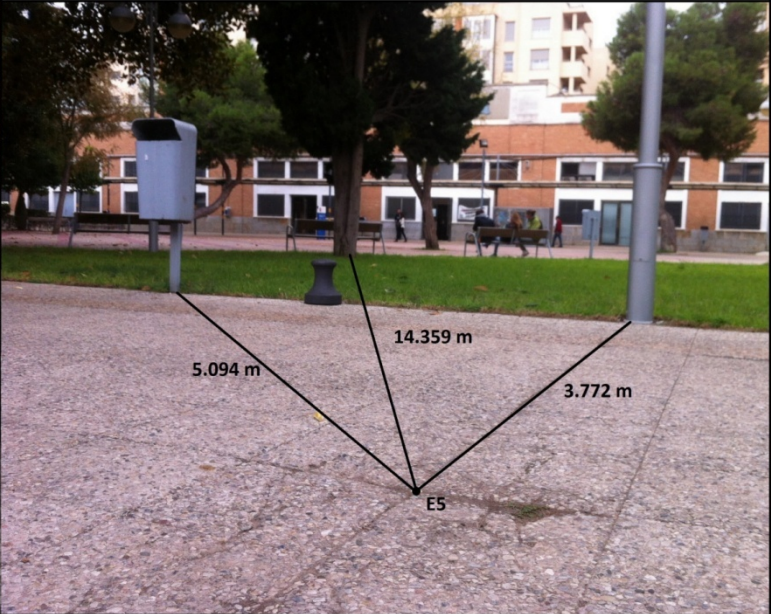
RESEÑAS DE SITUACIÓN DEL PUNTO DE ESTACIÓN BASE 3

DATOS DEL PUNTO DE ESTACIÓN:	SITUACIÓN:
<p>Estación 3: Coordenadas: X = 678420,0079 m Y = 4164108,195 m Z = 6,137084955 m</p>	
	
SEÑAL UTILIZADA:	ACOTACIONES:
	


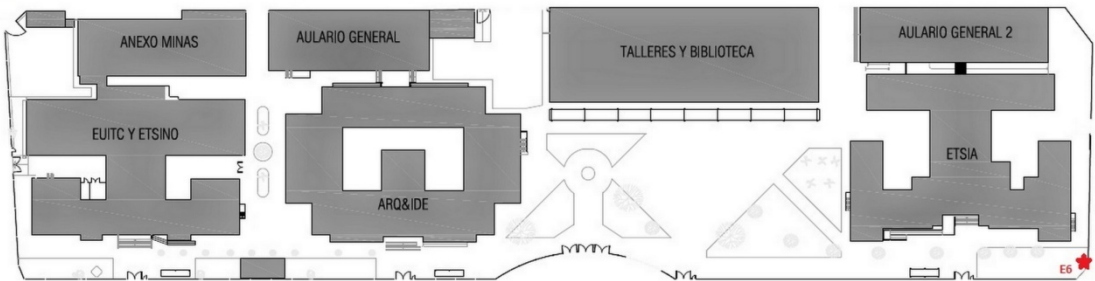

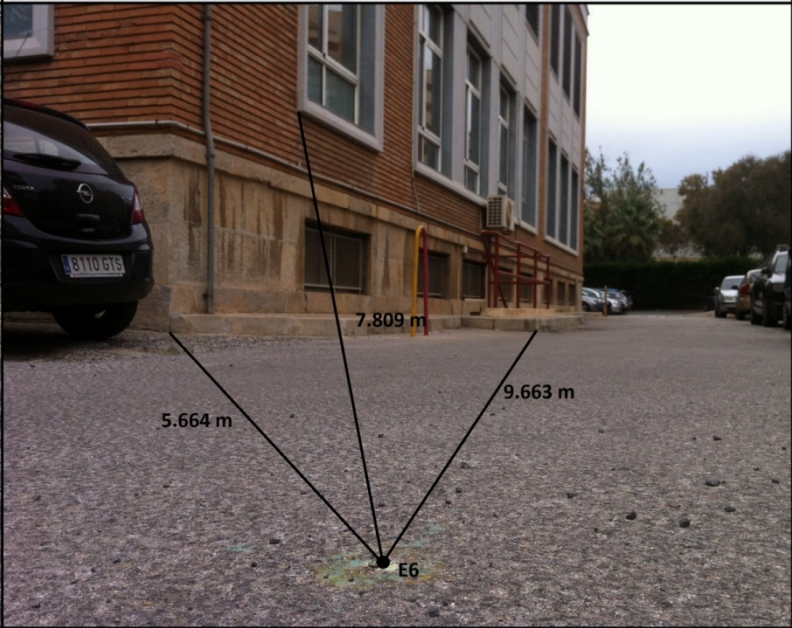
RESEÑAS DE SITUACIÓN DEL PUNTO DE ESTACIÓN BASE 4

DATOS DEL PUNTO DE ESTACIÓN:	SITUACIÓN:
<p>Estación 4: Coordenadas: X = 678335,1013 m Y = 4164097,834 m Z = 6,019671107 m</p>	
	
SEÑAL UTILIZADA:	ACOTACIONES:
	


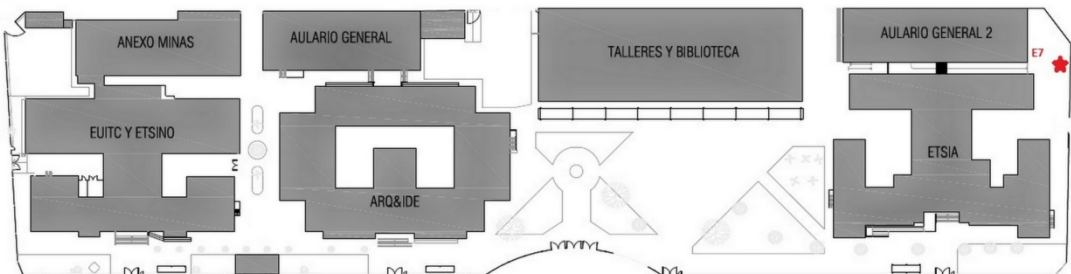
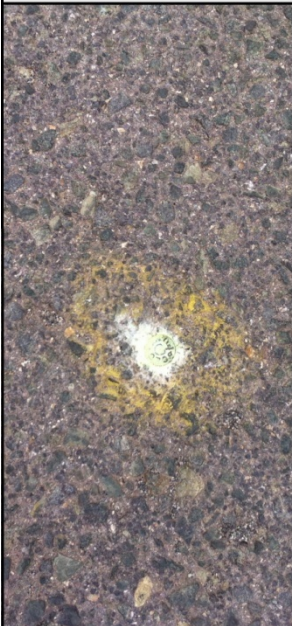
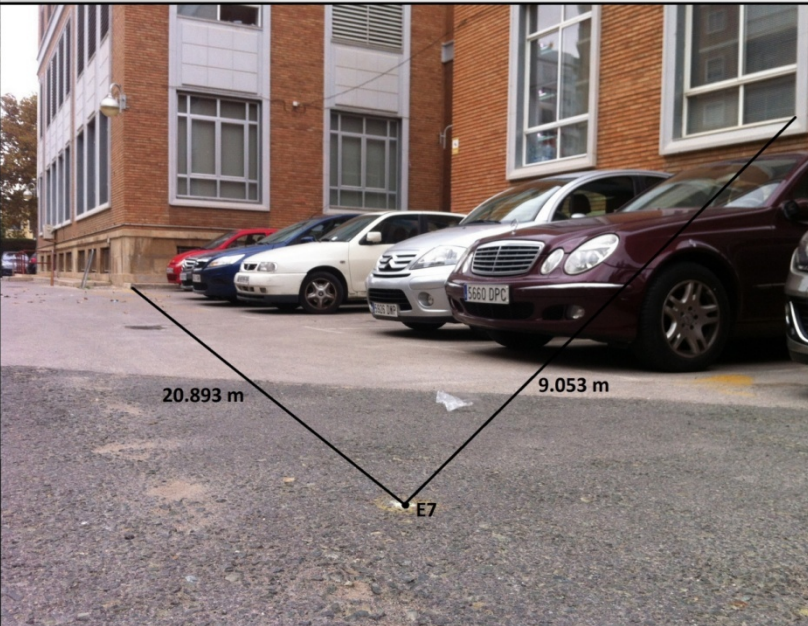
RESEÑAS DE SITUACIÓN DEL PUNTO DE ESTACIÓN BASE 5

DATOS DEL PUNTO DE ESTACIÓN:	SITUACIÓN:
<p>ESTACIÓN 5: Coordenadas: X = 678279,2725 m Y = 4164098,971 m Z = 5,999435955 m</p>	
	
SEÑAL UTILIZADA:	ACOTACIONES:
	


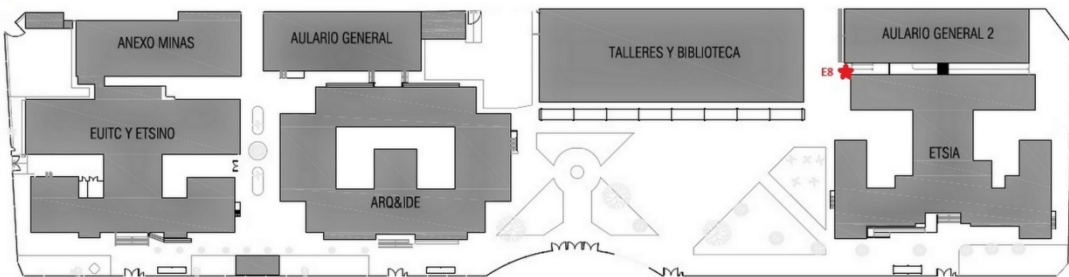
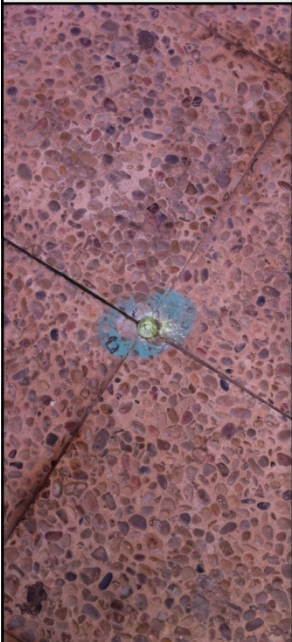

RESEÑAS DE SITUACIÓN DEL PUNTO DE ESTACIÓN BASE 6

DATOS DEL PUNTO DE ESTACIÓN:	SITUACIÓN:
<p>Estación 6: Coordenadas: X = 678192,2279 m Y = 4164092,732 m Z = 6,119023574 m</p>	
	
SEÑAL UTILIZADA:	ACOTACIONES:
	


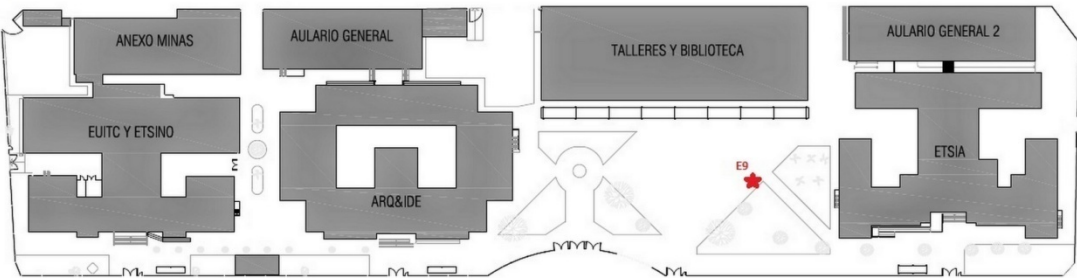

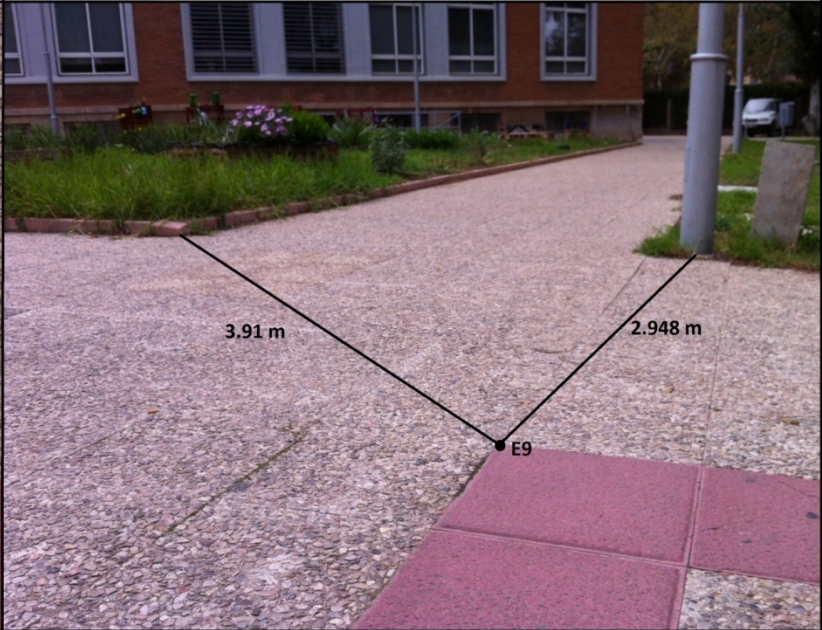
RESEÑAS DE SITUACIÓN DEL PUNTO DE ESTACIÓN BASE 7

DATOS DEL PUNTO DE ESTACIÓN:	SITUACIÓN:
<p>ESTACIÓN 7: Coordenadas: X = 678195,9038 m Y = 4164040,412 m Z = 6,15730162 m</p>	
	
SEÑAL UTILIZADA:	ACOTACIONES:
	


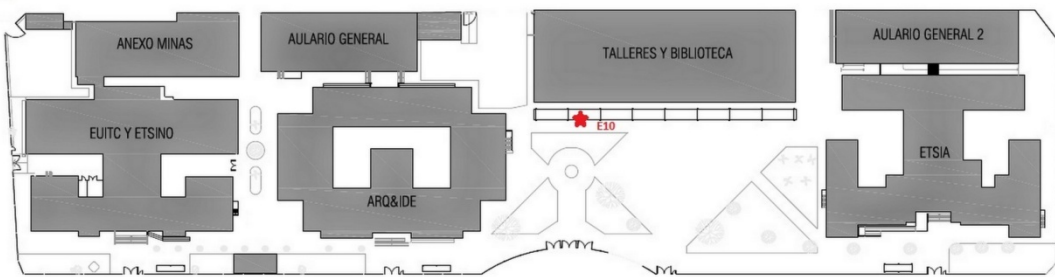

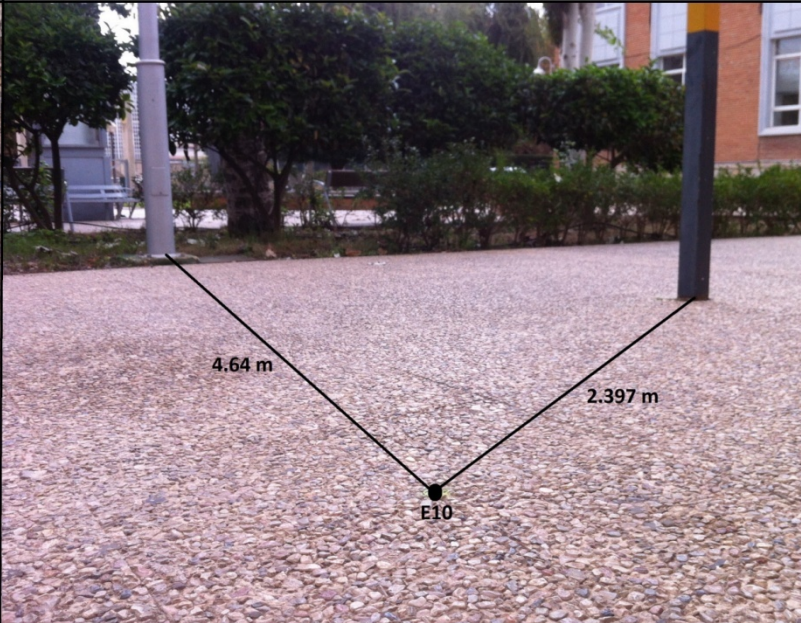
RESEÑAS DE SITUACIÓN DEL PUNTO DE ESTACIÓN BASE 8

DATOS DEL PUNTO DE ESTACIÓN:	SITUACIÓN:
<p>ESTACIÓN 8: Coordenadas: X = 678254,0021 m Y = 4164045,422 m Z = 6,429751237 m</p>	
	
SEÑAL UTILIZADA:	ACOTACIONES:
	


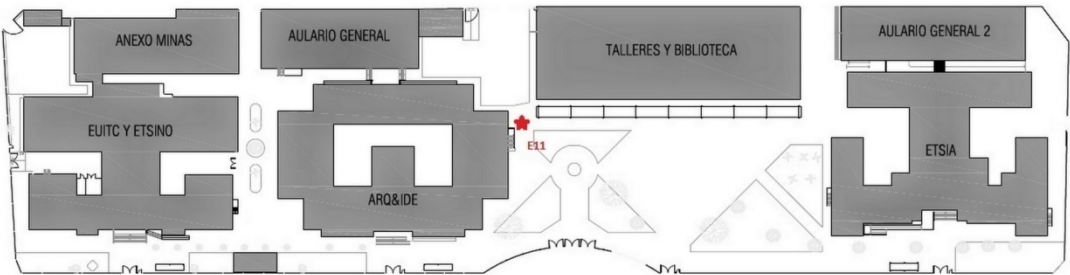

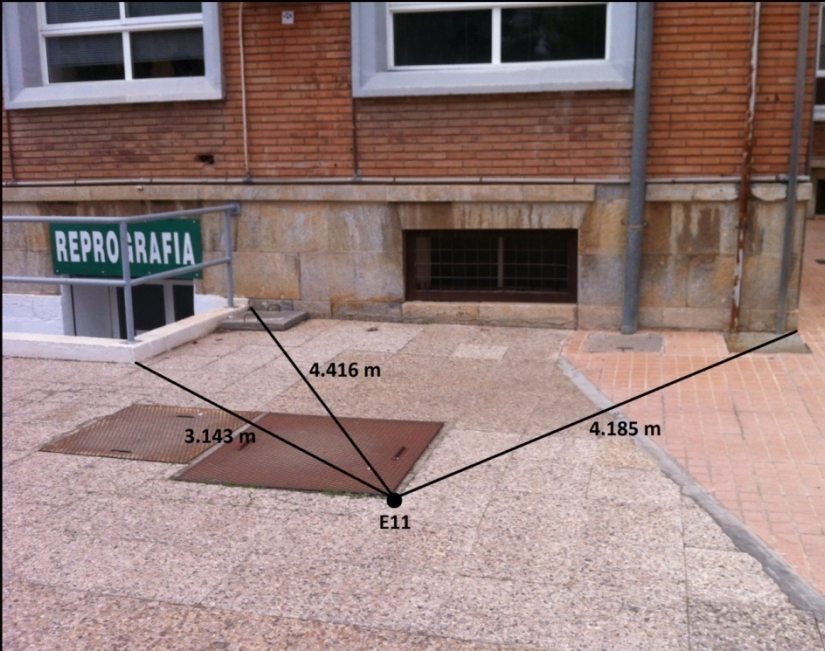
RESEÑAS DE SITUACIÓN DEL PUNTO DE ESTACIÓN BASE 9

DATOS DEL PUNTO DE ESTACIÓN	SITUACIÓN:
<p>ESTACIÓN 9: Coordenadas: X = 678281,1029 m Y = 4164073,648 m Z = 6,181183624 m</p>	
	
SEÑAL UTILIZADA:	ACOTACIONES:
	



RESEÑAS DE SITUACIÓN DEL PUNTO DE ESTACIÓN BASE 10

DATOS DEL PUNTO DE ESTACIÓN	SITUACIÓN:
<p>ESTACIÓN 10: Coordenadas: X = 678326,0436 m Y = 4164061,832 m Z = 6,293265744 m</p>	
	
SEÑAL UTILIZADA:	ACOTACIONES:
	


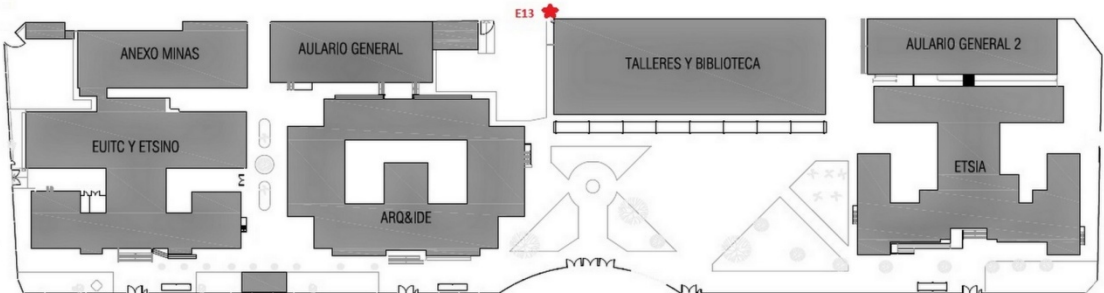

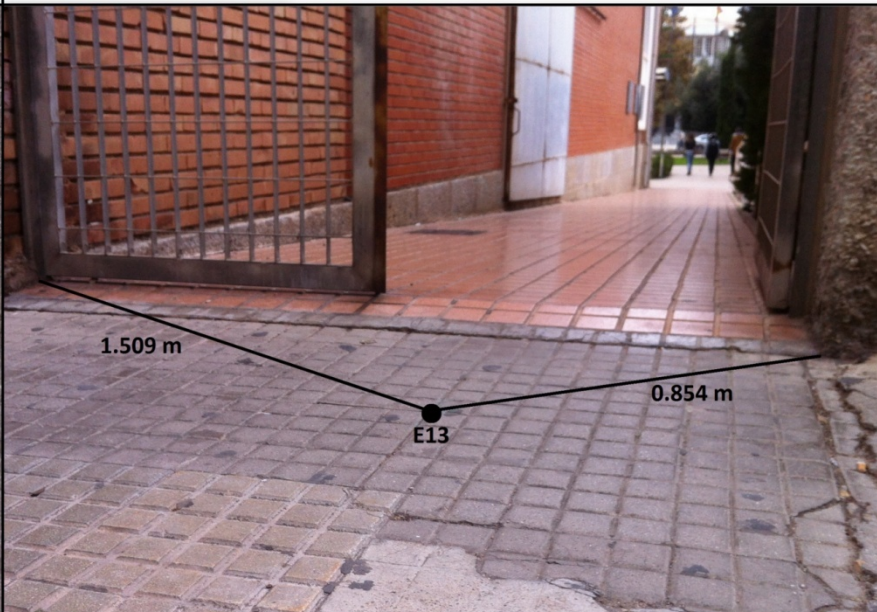
RESEÑAS DE SITUACIÓN DEL PUNTO DE ESTACIÓN BASE 11

DATOS DEL PUNTO DE ESTACIÓN:	SITUACIÓN:
<p>ESTACIÓN 11: Coordenadas: X = 678342,5048 m Y = 4164064,553 m Z = 6,167358129 m</p>	
	
SEÑAL UTILIZADA:	ACOTACIONES:
	


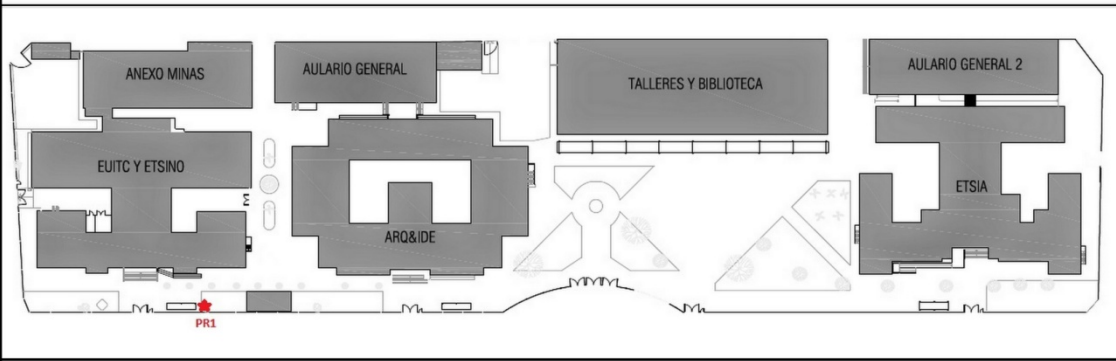
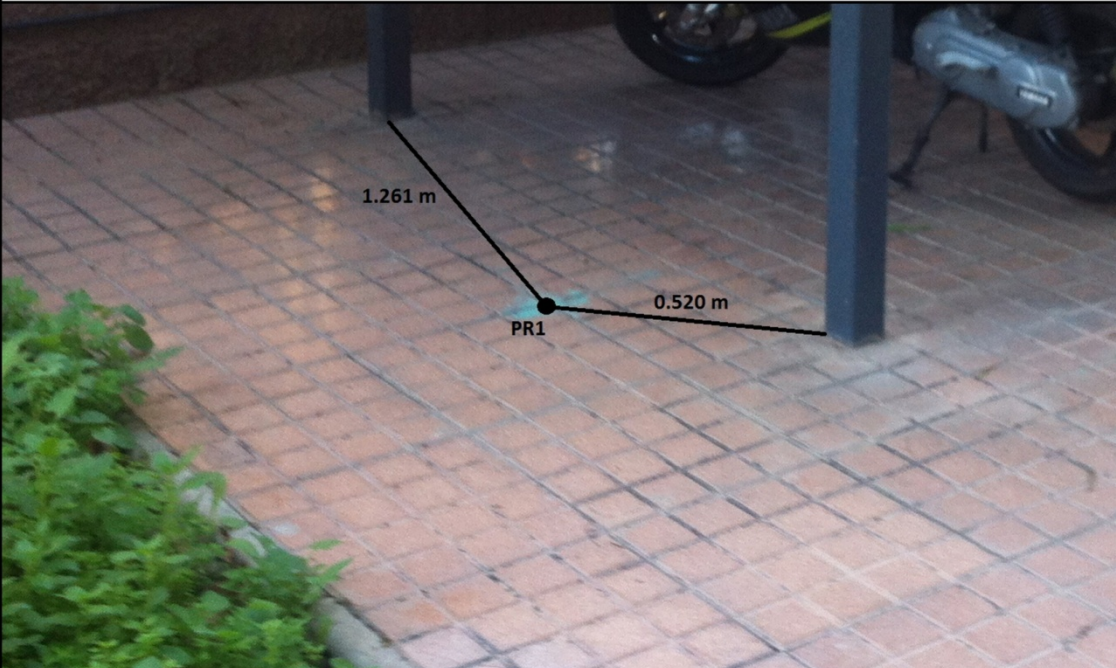
RESEÑAS DE SITUACIÓN DEL PUNTO DE ESTACIÓN BASE 12

DATOS DEL PUNTO DE ESTACIÓN:	SITUACIÓN:
<p>Estación 12: Coordenadas: X = 678340,3381 m Y = 4164042,795 m Z = 7,121307066 m</p>	
	
SEÑAL UTILIZADA:	ACOTACIONES:
	


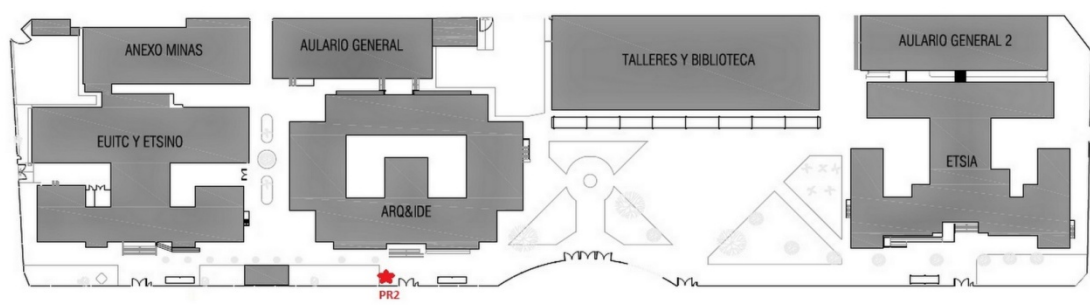
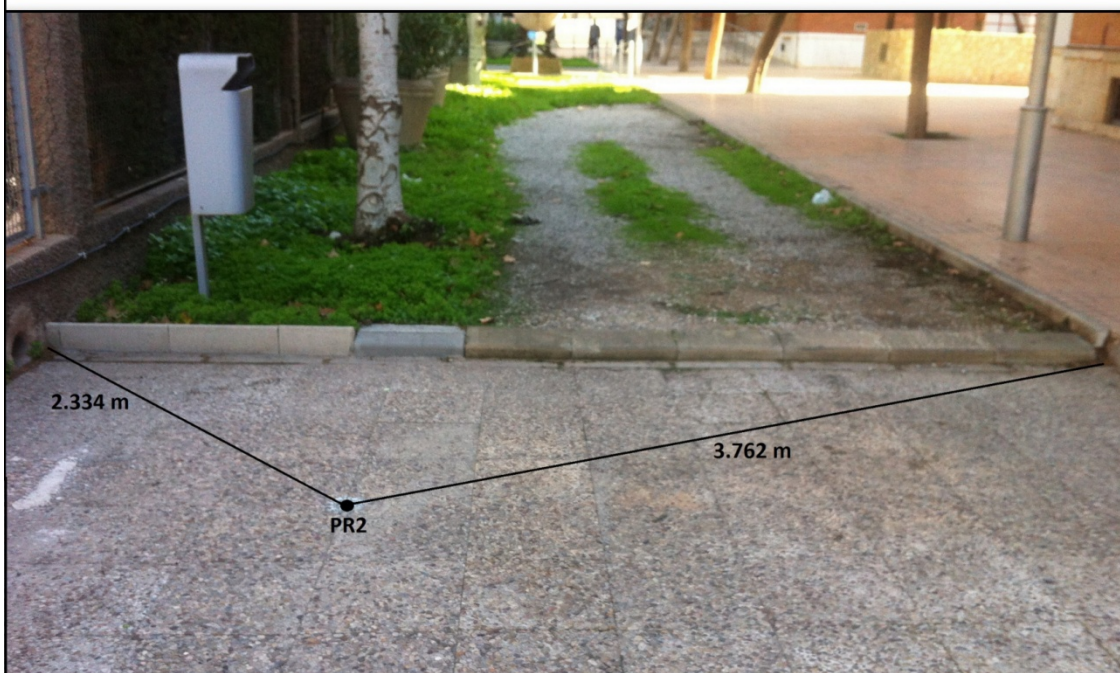
RESEÑAS DE SITUACIÓN DEL PUNTO DE ESTACIÓN BASE 13

DATOS DEL PUNTO DE ESTACIÓN:	SITUACIÓN:
<p>Estación 13: Coordenadas: X = 678341,6548 m Y = 4164033,029 m Z = 7,522851269 m</p>	
	
SEÑAL UTILIZADA:	ACOTACIONES:
	


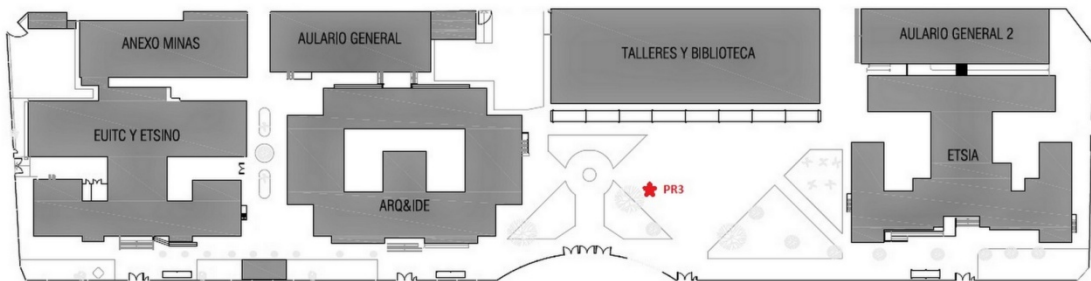
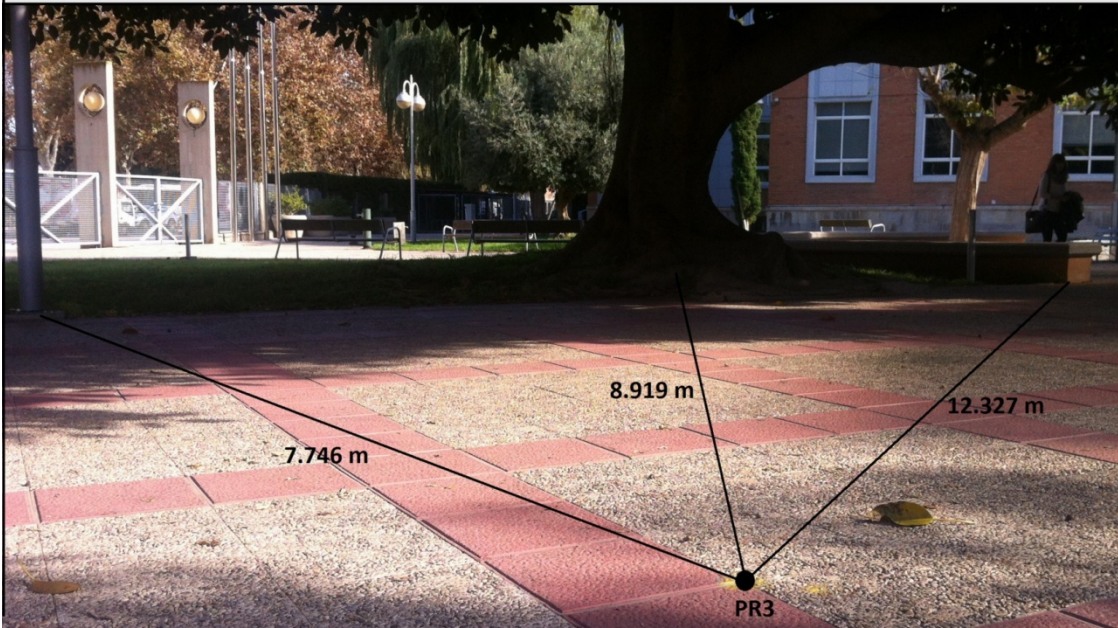
RESEÑAS DE SITUACIÓN DEL PUNTO RADIADO 1

DATOS DEL PUNTO RADIADO:	SEÑAL UTILIZADA:
<p>Punto Radiado 1: Coordenadas: X = 678432,6886 m Y = 4164111,179 m Z = 6,150084955 m</p>	
SITUACIÓN:	
	
ACOTACIONES:	
	


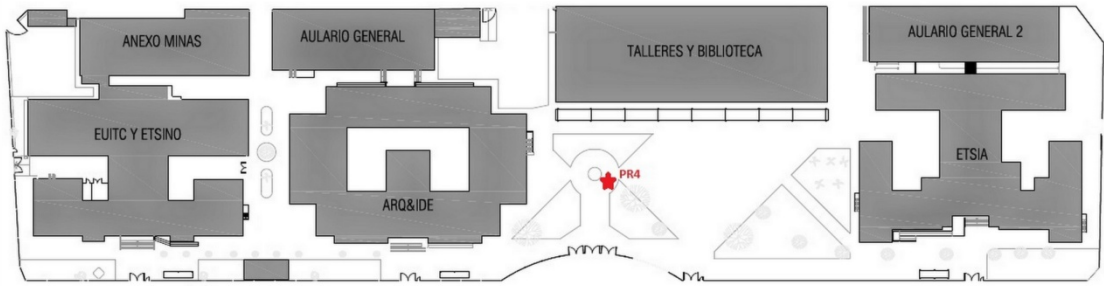
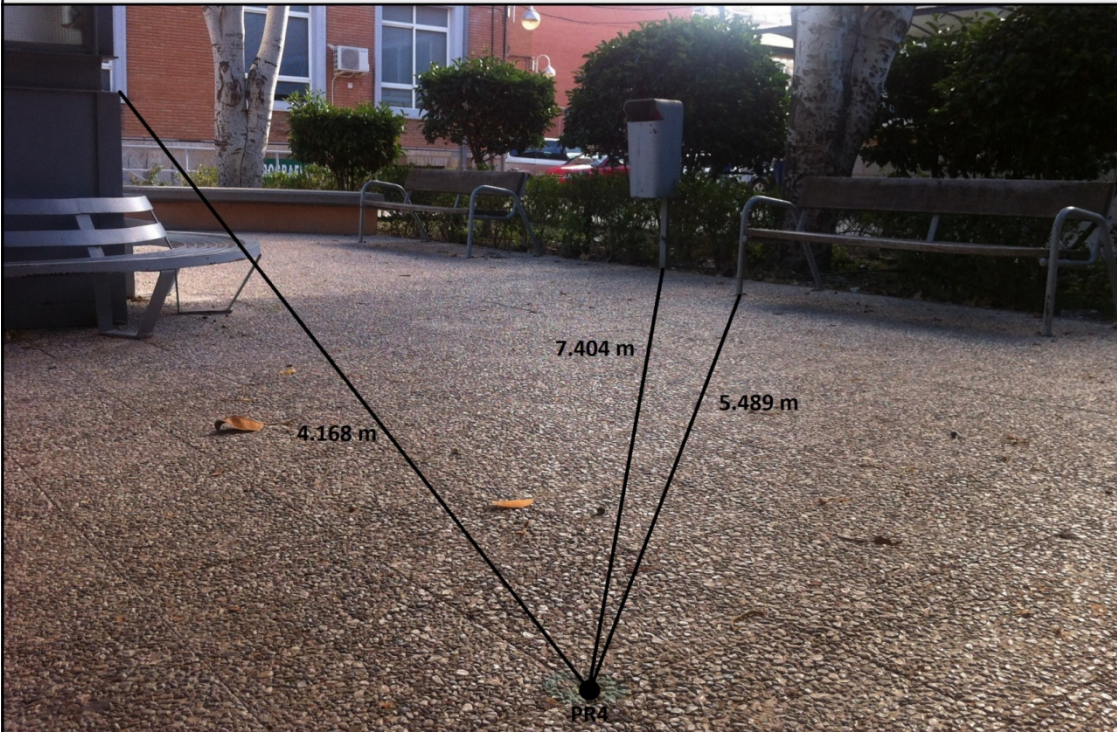
RESEÑAS DE SITUACIÓN DEL PUNTO RADIADO 2

DATOS DEL PUNTO RADIADO:	SEÑAL UTILIZADA:
<p>Punto Radiado 2: Coordenadas: X = 678382,286 m Y = 4164108,289 m Z = 5,938084955 m</p>	
<p>SITUACIÓN:</p> 	
<p>ACOTACIONES:</p> 	


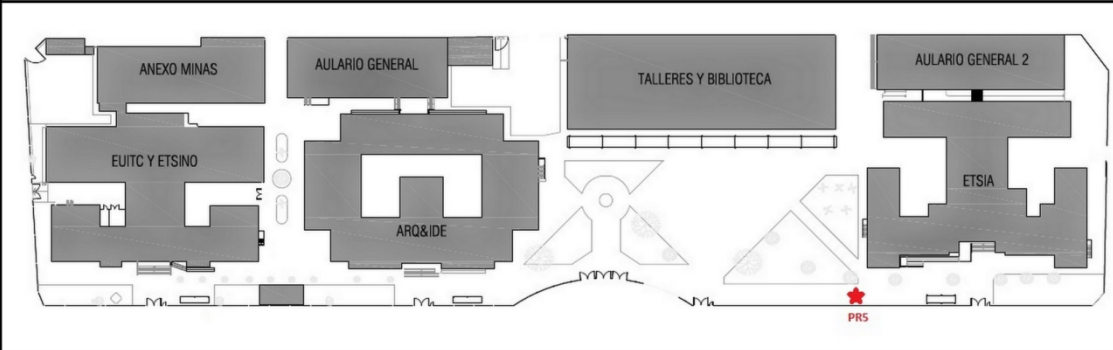
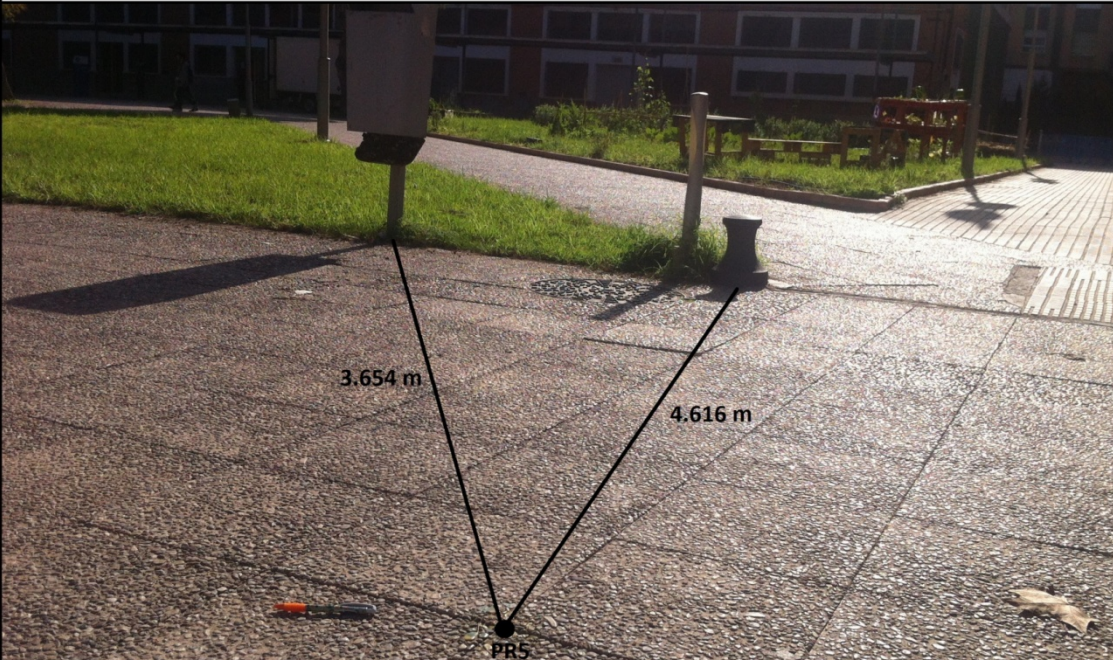
RESEÑAS DE SITUACIÓN DEL PUNTO RADIADO 3

DATOS DEL PUNTO RADIADO:	SEÑAL UTILIZADA:
<p>Punto Radiado 3: Coordenadas: X = 678307,2373 m Y = 4164078,199 m Z = 6,214671107 m</p>	
SITUACIÓN: 	
ACOTACIONES: 	


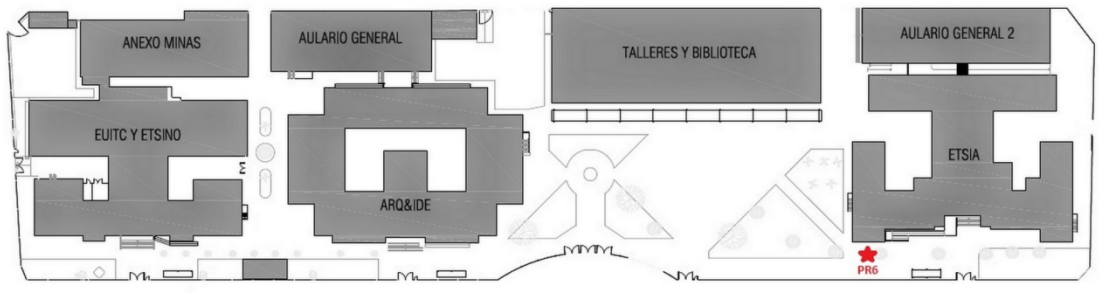

RESEÑAS DE SITUACIÓN DEL PUNTO RADIADO 4

DATOS DEL PUNTO RADIADO:	SEÑAL UTILIZADA:
<p>Punto Radiado 4: Coordenadas: X = 678322,602 m Y = 4164075,861 m Z = 6,211671107 m</p>	
<p>SITUACIÓN:</p> 	
<p>ACOTACIONES:</p> 	


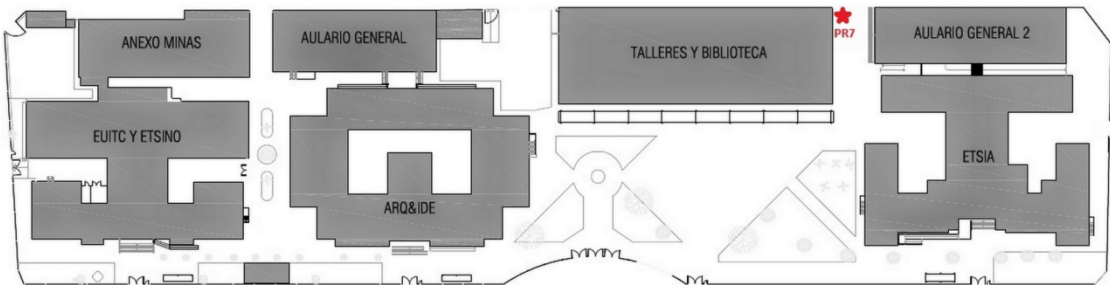
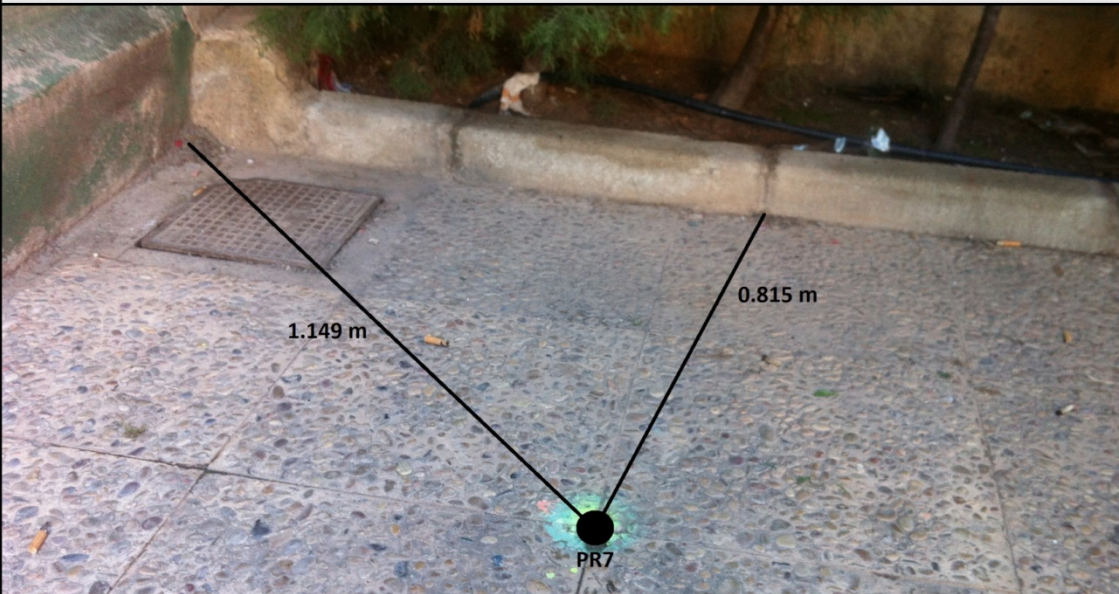
RESEÑAS DE SITUACIÓN DEL PUNTO RADIADO 5

DATOS DEL PUNTO RADIADO:	SEÑAL UTILIZADA:
<p>Punto Radiado 5: Coordenadas: X = 678257,6167 m Y = 4164097,619 m Z = 6,066435955 m</p>	
SITUACIÓN:	
	
ACOTACIONES:	
	


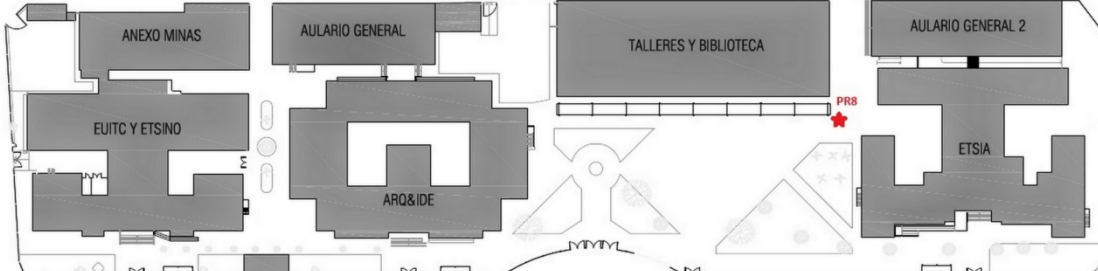
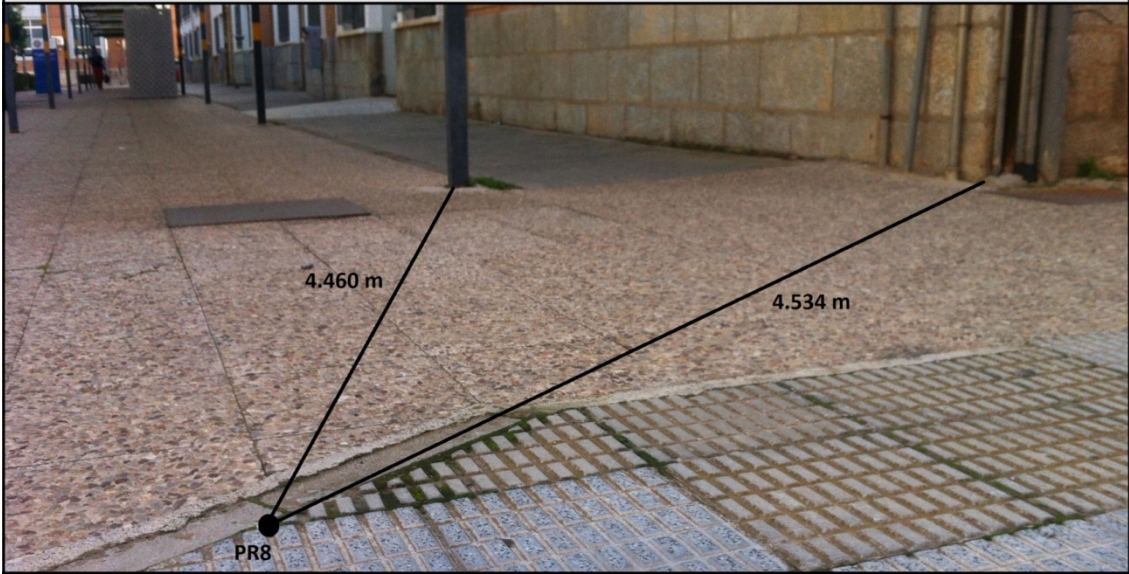
RESEÑAS DE SITUACIÓN DEL PUNTO RADIADO 6

DATOS DEL PUNTO RADIADO:	SEÑAL UTILIZADA:
<p>Punto Radiado 6: Coordenadas: X = 678247,9855 m Y = 4164094,643 m Z = 6,189435955 m</p>	
SITUACIÓN:	
	
ACOTACIONES:	
	

RESEÑAS DE SITUACIÓN DEL PUNTO RADIADO 7

DATOS DEL PUNTO RADIADO:	SEÑAL UTILIZADA:
<p>Punto Radiado 7: Coordenadas: X = 678208,6078 m Y = 4164025,205 m Z = 6,557751237 m</p>	
<p>SITUACIÓN:</p> 	
<p>ACOTACIONES:</p> 	


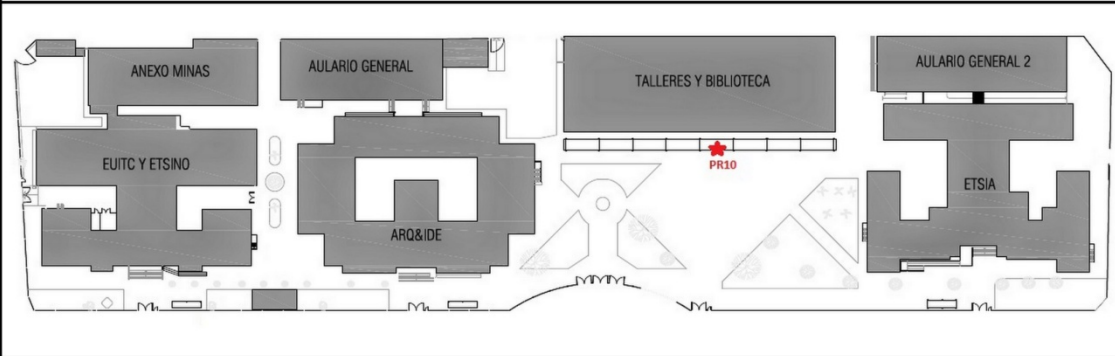
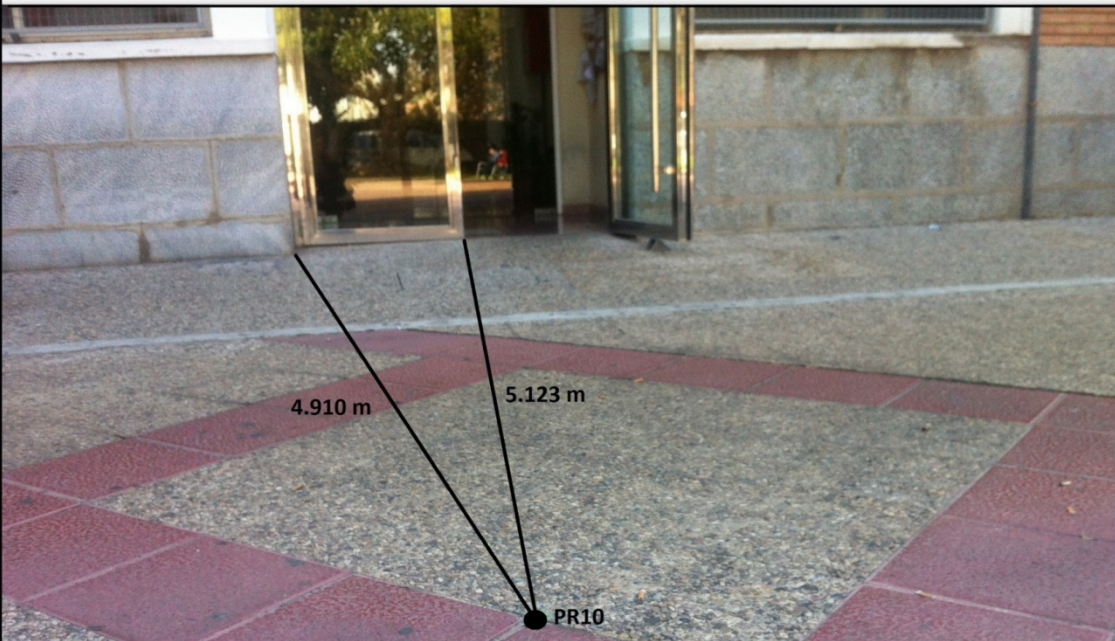
RESEÑAS DE SITUACIÓN DEL PUNTO RADIADO 8

DATOS DEL PUNTO RADIADO:	SEÑAL UTILIZADA:
<p>Punto Radiado 8: Coordenadas: X = 678204,8596 m Y = 4164052,579 m Z = 6,296751237 m</p>	
<p>SITUACIÓN:</p> 	
<p>ACOTACIONES:</p> 	


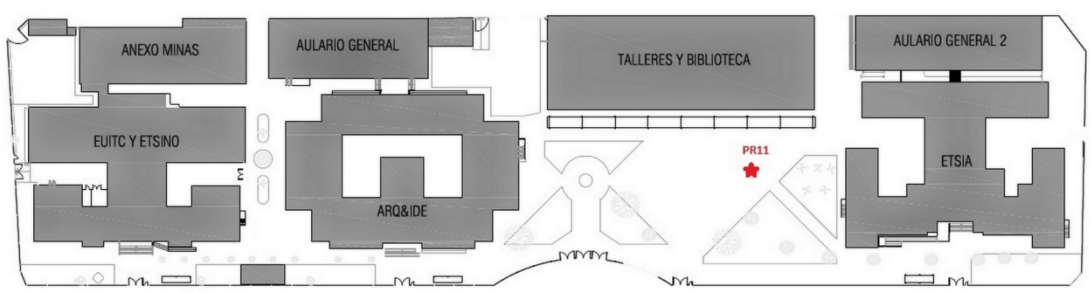
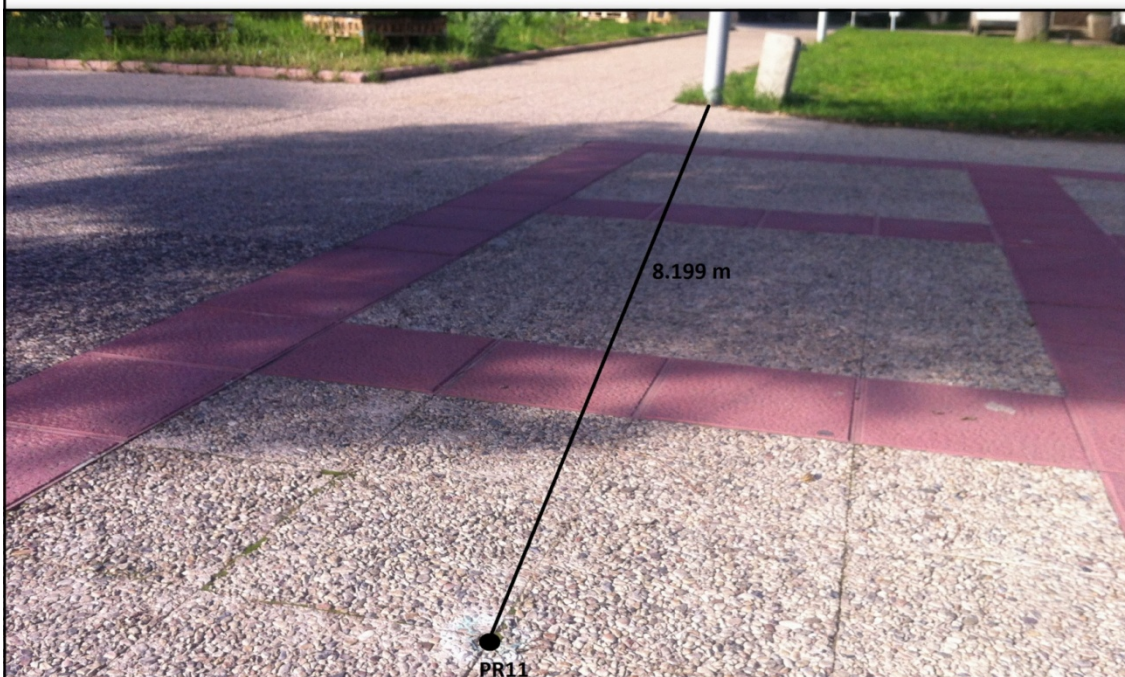
RESEÑAS DE SITUACIÓN DEL PUNTO RADIADO 9

DATOS DEL PUNTO RADIADO:	SEÑAL UTILIZADA:
<p>Punto Radiado 9: Coordenadas: X = 678301,3726 m Y = 4164070,953 m Z = 6,253183624 m</p>	
<p>SITUACIÓN:</p> 	
<p>ACOTACIONES:</p> 	


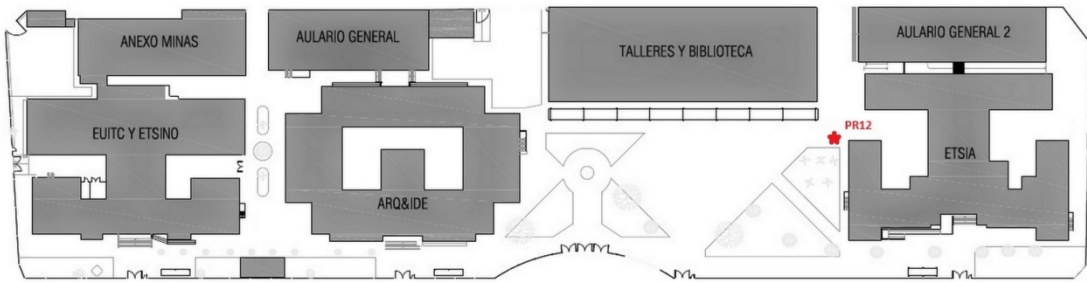
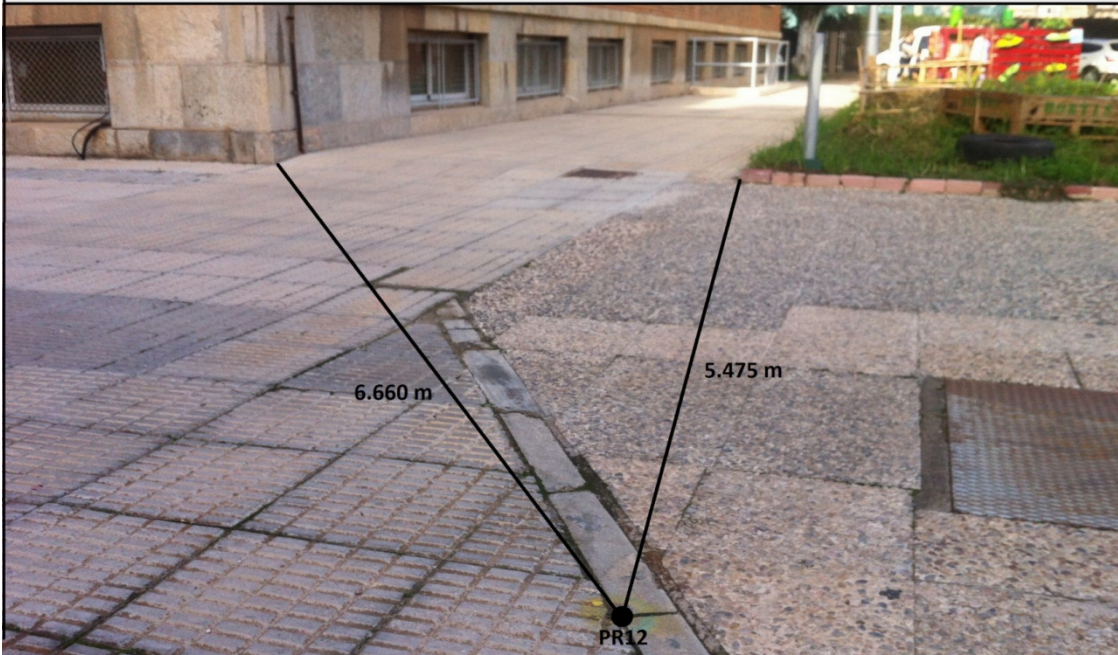
RESEÑAS DE SITUACIÓN DEL PUNTO RADIADO 10

DATOS DEL PUNTO RADIADO:	SEÑAL UTILIZADA:
<p>Punto Radiado 10: Coordenadas: X = 678297,9542 m Y = 4164061,252 m Z = 6,338183624 m</p>	
SITUACIÓN:	
	
ACOTACIONES:	
	

RESEÑAS DE SITUACIÓN DEL PUNTO RADIADO 11

DATOS DEL PUNTO RADIADO:	SEÑAL UTILIZADA:
<p>Punto Radiado 11: Coordenadas: X = 678285,7898 m Y = 4164071,078 m Z = 6,224183624 m</p>	
<p>SITUACIÓN:</p> 	
<p>ACOTACIONES:</p> 	


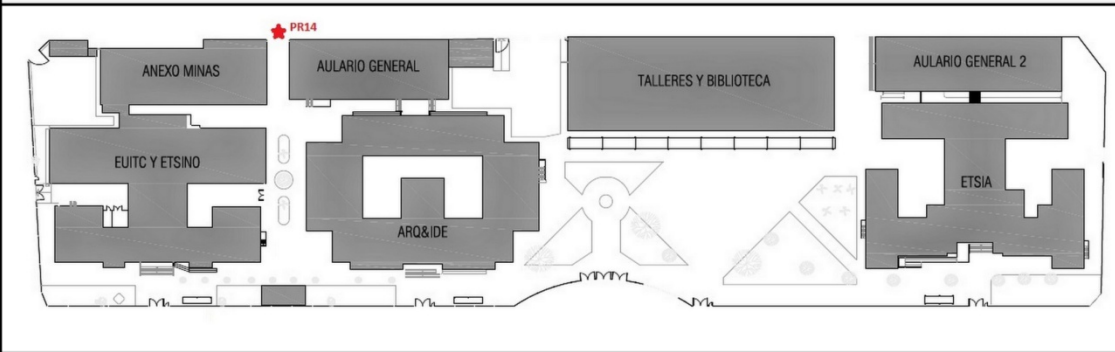
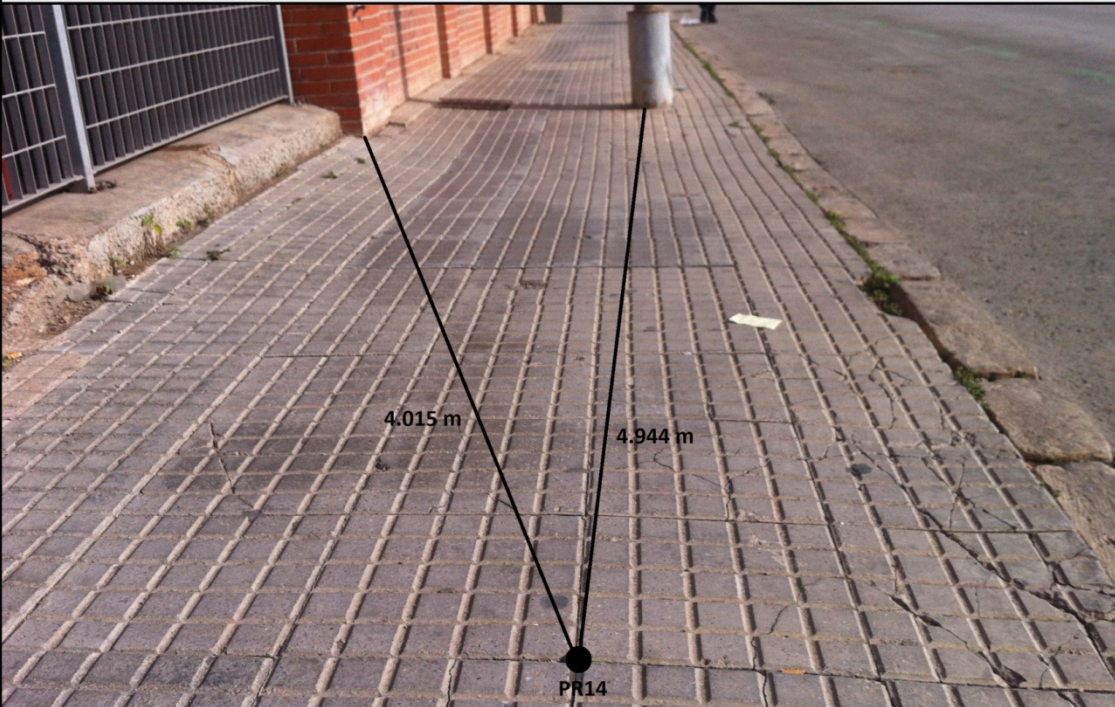
RESEÑAS DE SITUACIÓN DEL PUNTO RADIADO 12

DATOS DEL PUNTO RADIADO:	SEÑAL UTILIZADA:
<p>Punto Radiado 12: Coordenadas: X = 678261,5581 m Y = 4164059,638 m Z = 6,289183624 m</p>	
SITUACIÓN: 	
ACOTACIONES: 	


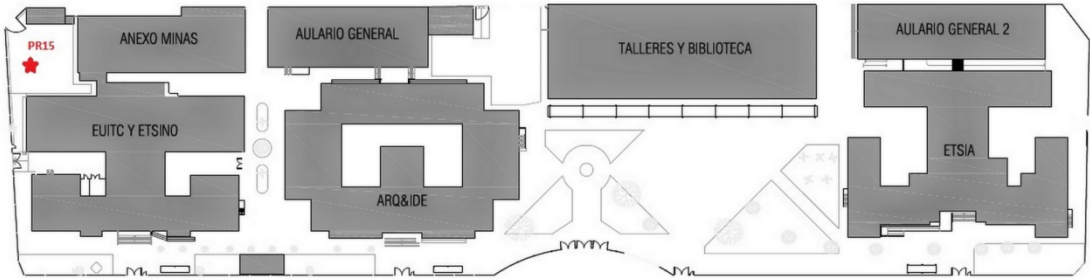

RESEÑAS DE SITUACIÓN DEL PUNTO RADIADO 13

DATOS DEL PUNTO RADIADO:	SEÑAL UTILIZADA:
<p>Punto Radiado 13: Coordenadas: X = 678354,3861 m Y = 4164054,501 m Z = 6,373358129 m</p>	
<p>SITUACIÓN:</p> 	
<p>ACOTACIONES:</p> 	

RESEÑAS DE SITUACIÓN DEL PUNTO RADIADO 14

DATOS DEL PUNTO RADIADO:	SEÑAL UTILIZADA:
<p>Punto Radiado 14: Coordenadas: X = 678418,5088 m Y = 4164037,669 m Z = 7,590851269 m</p>	
SITUACIÓN:	
	
ACOTACIONES:	
	

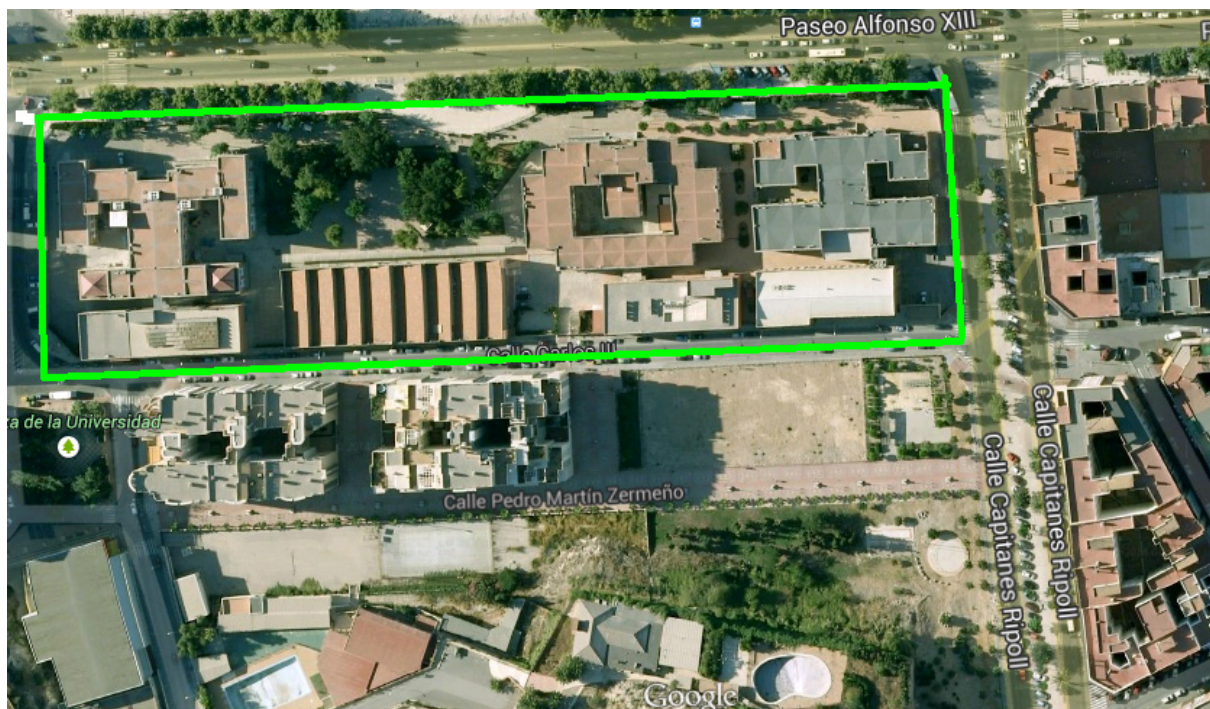
RESEÑAS DE SITUACIÓN DEL PUNTO RADIADO 15

DATOS DEL PUNTO RADIADO:	SEÑAL UTILIZADA:
<p>Punto Radiado 15: Coordenadas: X = 678482,2308 m Y = 4164060,13 m Z = 7,592709444 m</p>	
<p>SITUACIÓN:</p> 	
<p>ACOTACIONES:</p> 	

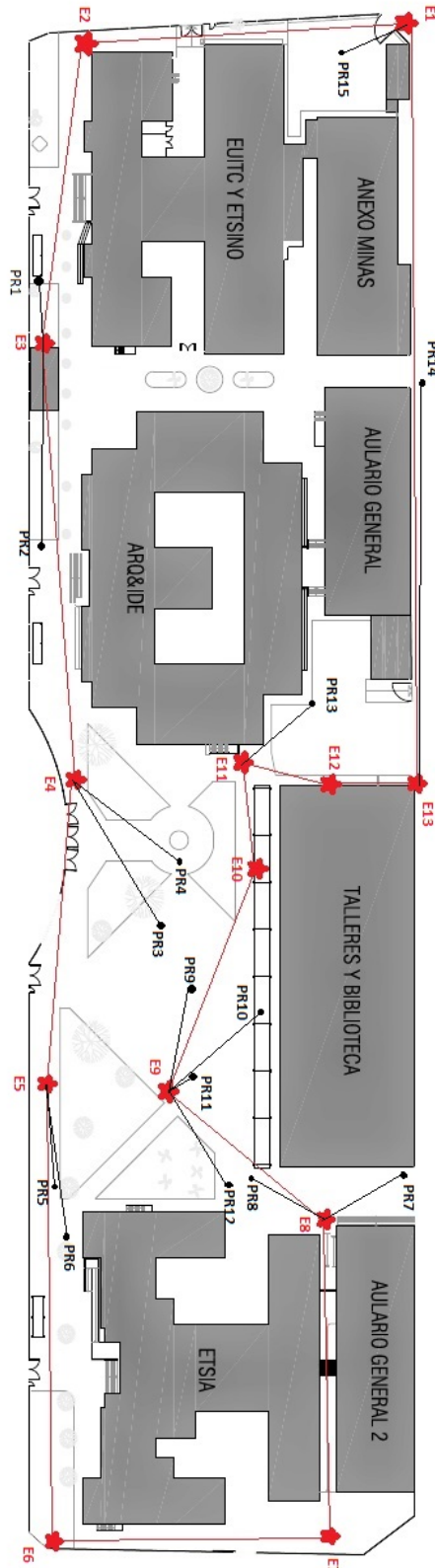


3. Planos

Planos de la zona de actuación:



Plano de la poligonal con radiación:





BIBLIOGRAFÍA UTILIZADA:

Topografía Básica para Ingenieros. García Martín, A; Rosique Campoy, M.F; Segado Vázquez, F.E. Universidad de Murcia.

Topografía Aplicada para Ingenieros. García Martín, A; Rosique Campoy, M.F; Segado Vázquez, F.E. Universidad de Murcia.

Programas utilizados:

- Autodesk AutoCAD 2014
- Microsoft Office 2007

Páginas Web utilizadas:

- <https://www.google.es/maps>
- <http://www.cartomur.es/>